



**LUND**  
UNIVERSITY



# **PREFABRICERADE BALKONGERS UTFORMNING**

DICK SJÖLUND

Structural  
Mechanics

*Master's Dissertation*



Structural Mechanics

ISRN LUTVDG/TVSM--02/5112--SE (1-67)

ISSN 0281-6679

# PREFABRICERADE BALKONGERS UTFORMNING

Examensarbete utfört av  
DICK SJÖLUND

Handledare  
ERIK SERRANO, Avd. f. byggnadsmekanik  
SARA MACDONALD, Skanska Prefab AB

Copyright © 2002 by Structural Mechanics, LTH, Sweden.  
Printed by KFS I Lund AB, Lund, Sweden, May, 2002.

For information, address:  
Division of Structural Mechanics, LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.  
Homepage: <http://www.byggmek.lth.se>



## **Abstract**

This master's thesis relates to the design of prefabricated balconies. Such balconies are often designed in different ways. A separate investigation of what is technically possible regarding, among other things, supports and balcony sizes must often be performed in every project involving balconies. Three kinds of solutions are presented. These are tie rod, cantilever and column supported balconies.

The report describes how to fix the balconies to the building, considering aspects such as heat transfer and soundproofing. However, emphasis is put on static finite element calculations. An investigation of the fire safety capacity for the steel tie rods is also included in this report.

The results show that the design of tie-rod supported balconies can be improved by placing the balcony slab free from the facade, resulting in a number of advantages. These advantages include minimised heat losses, improved air and water-sealing and simplified facade working conditions. The cantilevered balconies are designed to obtain maximum flexibility in terms of applicability to different situations. The model presented can be used with any kind of prefabricated slab.



## Sammanfattning

Detta examensarbete handlar om utformning av prefabricerade balkonger. Sådana balkonger utformas många gånger på olika sätt. En utförlig kontroll av vad som är tekniskt möjligt beträffande bland annat infästningar och balkongstorlekar måste därför göras i varje projekt med balkonger. I examensarbetet har tre olika balkongtyper studerats: dragstagsburna, inspända och pelarburna balkonger.

I rapporten finns beskrivningar på infästningslösningar där aspekter som köldbryggor och ljudisolering beaktas. Tyngdpunkten ligger dock på statiska finita element beräkningar. En brandutredning har även gjorts kring ståldragstagens kapacitet.

Resultaten visar bland annat hur dragstagsburna balkonger kan förbättras, genom att placera hela balkongplattan utanför fasaden, vilket medför en rad positiva effekter. Dessa är t.ex. att köldbryggor minimeras, luft- och vattentätheten förbättras och arbetsutförandet på fasaden underlättas. Inspända balkonger konstrueras så att största möjliga flexibilitet uppnås. Modellen som presenteras i detta examensarbete kan utnyttjas tillsammans med alla prefabricerade bjälklagstyper.





## **Förord**

Denna rapport är resultatet av examensarbetet ”Balkongers utformning”, som utförts för Skanska Prefab AB på Avdelningen för byggnadsmekanik, Lunds tekniska högskola, LTH. Arbetet har utförts under vintern och våren 2002.

Ett stort tack till handledarna Sara MacDonald på Skanska Prefab AB och Erik Serrano på Avdelningen för byggnadsmekanik. Jag vill även passa på att tacka Skanska Prefabs projekteringschef Jens Oredsson för det goda samarbetet och Jesper Ahlquist för all hjälp under arbetets gång samt övrig berörd personal på Skanska Prefab i Uppåkra. För hjälp med den brandtekniska dimensioneringen vill jag tacka Ulf Göransson på Brandteknik vid LTH.

Lund, maj 2002

Dick Sjölund



# Innehållsförteckning

<b>1 INLEDNING</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1 BAKGRUND OCH SYFTE</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2 OMFATTNING OCH AVGRÄNSNING</b> .....	<b>1</b>
<b>2 TEORIBAKGRUND OCH FÖRUTSÄTTNINGAR</b> .....	<b>3</b>
<b>2.1 LUFTTÄTHET</b> .....	<b>3</b>
<b>2.2 KÖLDBRYGGOR</b> .....	<b>4</b>
<b>2.3 LJUDISOLERING</b> .....	<b>4</b>
<b>2.4 KORROSION</b> .....	<b>5</b>
<b>2.5 BALKONGER OCH BRANDSKYDD</b> .....	<b>7</b>
<b>2.6 FEM-DESIGN</b> .....	<b>8</b>
<b>2.7 GEOMETRI</b> .....	<b>8</b>
<b>2.8 LASTKOMBINATIONER</b> .....	<b>9</b>
<b>2.9 MATERIALKRAV SAMT KVALITETSKRAV</b> .....	<b>9</b>
<b>3 MODELLER OCH METODER</b> .....	<b>11</b>
<b>3.1 DRAGSTAGSBURNA BALKONGER</b> .....	<b>11</b>
3.1.1 Allmänt.....	11
3.1.2 Modellbeskrivning i FEM-design.....	12
3.1.3 Storlek på balkongen.....	13
3.1.4 Förbättringar av det befintliga konceptet.....	13
<b>3.2 INSPÄNDA BALKONGER</b> .....	<b>14</b>
3.2.1 Allmänt.....	14
3.2.2 Modellbeskrivning i FEM-design.....	15
3.2.3 Storlek på balkongen.....	16
<b>3.3 PELARBURNA BALKONGER</b> .....	<b>16</b>
<b>4 RESULTAT OCH RITNINGAR</b> .....	<b>17</b>
<b>4.1 DRAGSTAGSBURNA BALKONGER</b> .....	<b>17</b>
4.1.1 Deformationer i plattan .....	17
4.1.2 Vridning av MKC-balken .....	17
4.1.3 Brand och ståldragstag .....	18
4.1.4 Ritningar.....	22
<b>4.2 INSPÄNDA BALKONGER</b> .....	<b>26</b>
4.2.1 Deformationer i plattan .....	26
4.2.2 Kraftspelsbeskrivning i klackarna.....	27
4.2.3 Balansering av balkong.....	28
4.2.4 Inspänning i bjälklaget .....	29
4.2.5 Ritningar.....	31
<b>5 AVSLUTANDE KOMMENTARER</b> .....	<b>35</b>
<b>5.1 SLUTSATSER OCH DISKUSSION</b> .....	<b>35</b>
<b>5.2 FRAMTIDA ARBETE</b> .....	<b>35</b>
<b>6 REFERENSLISTA</b> .....	<b>37</b>
<b>7 FÖRTECKNING ÖVER BILAGOR</b> .....	<b>39</b>



# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund och syfte

Detta examensarbete handlar om balkongers utformning. Balkonger utformas många gånger på olika sätt och en utförlig kontroll av vad som är tekniskt möjligt beträffande bland annat infästningar och balkongstorlekar måste därför göras i varje projekt med balkonger. Att ”uppfinna hjulet” flera gånger är naturligtvis kostsamt och inom Skanska Prefab har det därför under en längre tid efterlysts standarder för utformning av balkongdetaljer.

I samband med lufttäthetsmätningar har dessutom problem med lufttätheter uppmärksammats vid balkonganslutningar till stommen, framförallt i byggnader med fullständigt prefabricerad stomme.

Examensarbetet syftar till att ta fram ett underlag för utformning av standarddetaljer för tre olika balkongtyper.

- Dragstagsburna balkonger
- Inspända balkonger (till HD/F (förspänt håldäck) och till homogena bjälklag)
- Pelarburna balkonger

Balkongtyperna ska studeras med avseende på huvudkriterierna **statik**, **lufttäthet** och **köldbryggor**. Dessutom bör eventuell risk för korrosion beaktas samt risken för att stegljud förs över till stommen.

Balkonglösningarna ska studeras med hänsyn till att de ska kunna tillämpas i byggnader med fullständigt prefabricerade betongstomme såväl som vid byggnation enligt Skanska Nya Hems Bostadsplattform.

Resultatet kommer att ligga till grund för ett nytt avsnitt i Teknisk Pärm, [1].

## 1.2 Omfattning och avgränsning

### Statik

För samtliga balkongtyper eftersöks olika typer av intervall för balkongens maximala storlek. Hänsyn ska tas till olika höjd över marken, snözon, aktuell vindreferenshastighet och terrängtyp.

För att undvika att balkonger efter en tid börjar böja ner måste långtidsdeformationerna beaktas vid studie av de olika infästningsalternativen. Beräkningarna bör utföras för olika djup.

## **Dragstagsbalkonger**

De statiska utredningarna ska leda till att en lämplig balkongstorlek tas fram för standardisering med beaktande på bland annat brand och dragstagskapacitet. Dessutom ska följande frågor besvaras:

- Vad är dimensionerande, är det upplagsklacken eller dragstaget?
- Hur påverkar dragstagets placering och vinkel?
- Hur påverkar antalet upplagsklackar?
- Skulle en tunnare balkongplatta, cirka 150 mm jämfört med normalt 200 mm, göra det möjligt att utföra längre balkonger (4-5 meter) och hur påverkas en sådan platta av långtidsdeformationer i längdled?

## **Balkonger inspända till håldäck och däckelement**

- Vad ger maximal bärförmåga, inspänning längs med HD/F (förspänt håldäcksbjälklag) alternativt inspänning tvärs HD/F?
- Hur stort måste däckelementet/håldäcket vara för att en inspänning ska vara möjlig?
- Vilket är det maximala djupet?

## **Pelarburna balkonger**

- Hur påverkar antalet pelare och deras placering balkongplattans storlek?
- Om pelare kombineras med upplagsklackar i fasad, hur långt isär kan pelarna ställas? Tjockleken på plattan ska begränsas.

## 2 Teoribakgrund och förutsättningar

### 2.1 Lufttätethet

Luftrörelser påverkar byggnadens ventilation, värme- och fuktbalans samt fuktillståndet i byggnadsdelar. Effekterna kan vara:

1. Drag, nedsmutsning, värmeförluster och fuktskador.
2. Luftrörelser i spalter och porösa material som nedsätter värmeisoleringsförmågan.
3. Luftrörelser utefter väggytor som påverkar väggens värmeisoleringsförmåga och nedsmutsning.
4. Luftrörelser som kan störa ventilationssystemets funktion.

Tryckskillnader i luften orsakar luftströmning. Tryckskillnaderna skapas av vind, temperaturskillnader (termisk drivkraft) eller ett ventilationssystem (mekanisk drivkraft pga. fläktar).

Att vindhastigheten varierar  $\pm 50$  % kring medelvärdet är normalt. Vinden varierar också med höjden över marken och terrängens beskaffenhet. Huvuddelen av luftströmningen genom en byggnads klimathölje sker vanligtvis genom otätheter, springor, spalter och hål. Vid area ändringar, inlopp, utlopp och krökar uppkommer tryckförluster. Dessa uppstår även vid friktionen mot väggarna i en spalt. Vid jämn och konstant (laminär) strömning har dock spaltsidornas ytstruktur ingen betydelse.

En byggnads täthet provas med hjälp av tryckmetoden. Denna metod ger ett direkt samband mellan läckageflödet och tryckskillnaden. Enligt nybyggnadsreglerna är det högsta godtagbara luftläckaget för bostäder  $3 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$  och för andra lokaler  $6 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$  vid 50 Pa tryckdifferens.

Otäthetens inverkan på energibehovet ger följande effekter:

1. Ett överskott av ventilationsluft måste värmas upp.
2. Det uppstår drag som kompenseras med höjning av rumstemperaturen.
3. Luftläckaget kan kyla väggens insidor vilket leder till kall strålning som kompenseras med höjning av rumstemperaturen.
4. Värmeisoleringsförmågan nedsätts då otätheter kan leda till genomblåsning av t.ex. mineralullsisolering.

Täta hus påstås ibland orsaka fuktskador, men dessa beror snarare på att ventilationssystemet inte fungerar. För att få ett fungerande ventilationssystem är det en förutsättning att ha ett tätt hus, [13].

Då man tittar på balkongers lufttäthet är det främst via klackar och andra genomföringar i fasaden som det kan uppstå otätheter. Utformning och tätning görs så att inga luftrörelser kan uppkomma kring klackarna och ovanstående negativa effekter undviks.

## 2.2 Köldbryggor

Värmeflödet är konstant genom en jämntjock homogen vägg med samma temperaturdifferens. Om någon del av väggen skulle ha lägre värmemotstånd än väggen i övrigt blir det ett ökat värmeflöde där. Detta kallas för köldbrygga.

Yttemperaturen på insidan av väggar, golv och tak blir lägre där det finns en köldbrygga. Det är även där kondens och höga fuktillstånd kan uppträda.

Köldbryggor kan utgöras av träreglar i väggar, hörn och bjälklagsanslutningar. Där det finns metalliska infästningar t.ex. kramlor kan även köldbryggan bli av betydelse trots att tvärsnittsarean är liten. Värmeflödet för metall är mycket stort i jämförelse med vanliga isolermaterial. Några riktvärden för värmeledningsförmågan  $\lambda$  [W/(m·K)] är 60 för rostfritt stål, 1,2 för betong och 0,038 för mineralull, [14].

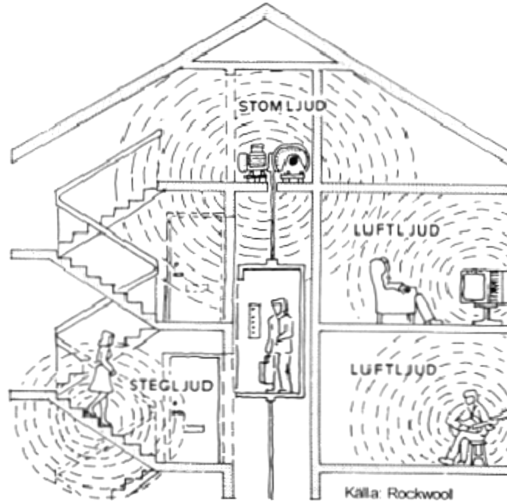
Balkongens upplag i fasaden har ett lägre värmemotstånd än väggen i övrigt, vilket leder till en köldbrygga. Genomföringar i fasaden görs därför så små som möjligt.

## 2.3 Ljudisolering

Det kan förekomma olika ljud i en byggnad, stomljud, stegljud och luftljud, vilka sammanfattas i Figur 1. Stomljudet fortplantas som ljud via byggnadsstommen t.ex. från gång på bjälklag, hissmotorer och vattenledningar. Stegljud uppkommer också genom gång på bjälklag, trappor och balkonger. Luftljud avges från källan till omgivande luft, exempel på detta är tal, radiomusik och trafikbuller. Luftljudsproblem är i samband med balkonger i det närmaste obefintligt medan stegljud och stomljud kan vara ett problem.

Stegljud på balkongen förs in i byggnaden via upplagen och i värsta fall vidare ut i byggnadsstommen. En bra lösning är att förse upplagen med hårdgummi eller dylikt, [2]. Det finns paralleller i utformningen av upplagen mellan köldbryggor och luftljudsproblem. Om upplaget och därmed köldbryggan är minimerad minskar även stegljudsfortplantningen. Bästa alternativet skulle vara att ha balkongen helt fristående, då varken köldbryggor eller stegljudsrisk skulle finnas.



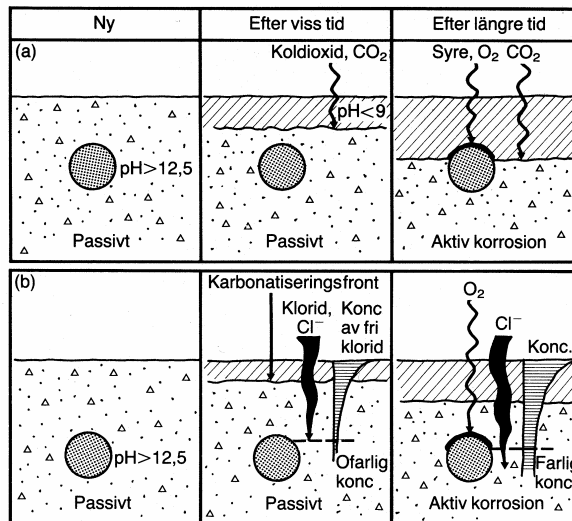


Figur 1 Illustration av de olika ljud som kan uppkomma i en byggnad. För balkonger är stegljuden ett problem vilket även gäller för trapphus, [22].

## 2.4 Korrosion

### Allmänt

Då armeringsstålet är ingjutet i betongen befinner det sig i ett s.k. passivt tillstånd. Detta beror på att det råder hög alkalitet i betongen ( $\text{pH} > 12,5$ ). Det finns två orsaker som kan göra att det passiva tillståndet bryts, karbonatisering samt korrosion föranledd av klorider, se Figur 2.



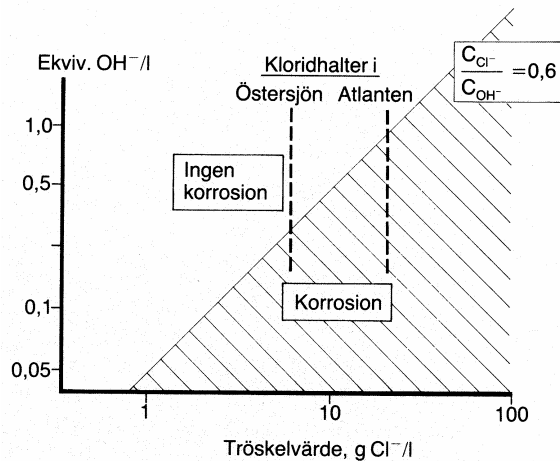
Figur 2 Korrosionsprocessens olika stadier. Där (a) är korrosion föranledd av karbonatisering och (b) korrosion föranledd av klorider, från [8]

## Armeringskorrosion förorsakad av karbonatisering

Koldioxid från omgivande luft tränger in i betongen och skapar en väldefinierad front av karbonatiserad betong med ett pH-värde  $< 9$ . Då denna front når armeringsstålet aktiveras detta på grund av det låga pH-värdet. Stålet rostar med en hastighet som bestäms av hur snabbt syrgas ( $O_2$ ) kan tränga in och hur fuktigt det är i betongen.

## Armeringskorrosion förorsakad av klorider

Klorider från havsvatten eller från tölsalter tränger in i i betongen. Fronten avtar gradvis inåt och koncentrationen ökar med exponeringstiden. Så länge fria kloridjoner som är lösta i porvattnet understiger ett visst tröskelvärde kan ingen korrosion ske, se Figur 3.



Figur 3 Tröskelvärde för fri kloridhalt som startar korrosion. Där kloridhalterna i Östersjön och Atlanten finns med som referensvärden, [8].

## Skyddsåtgärder mot armeringskorrosion

Det lönar sig att satsa på en betong som är tät, av hög kvalitet och med lågt vattencementtalet (vct). Ett lågt vct innebär en låg porositet, dvs. mindre mängd porvatten. Man får även normalt en högre cementhalt vilket leder till en större mängd alkali.

*Skyddsbeläggning på betongytan:* Man kan teoretiskt sett fördröja karbonatisering och kloridinträngning avsevärt med täta ytskikt i jämförelse med tjocka täckskikt. Men, om man har en polymer som skyddsbeläggning skulle inte resultatet bli lika bra i verkligheten som i teorin. Detta beror på att man inte kan förvänta sig att polymeren blir intakt under någon längre tid. Förnyad behandling skulle krävas ganska ofta för balkonger vilket skulle bli olönsamt. Beläggning med porösa koldioxidabsorberande material t.ex. skyddsbetong skulle däremot kunna förlänga livslängden betydligt såvida korrosion inte redan initierats. Kloridinträngningen skulle även kunna bromsas upp på samma sätt.

## 2.5 Balkonger och brandskydd

### Klassbeteckningar

Byggnadsdelarna indelas i klasserna R (bärförmåga), E (integritet) och I (isolering). Beteckningarna R, RE, E, EI och REI åtföljs av tidskrav som anger under hur lång tid funktionskravet skall vara uppfyllt, 15, 30, 45, 60, 120, 180, 240 eller 360 minuter.

### Boverkets regler

Balkonger har ett krav på R30 för byggnader i klass Br1 (enligt BBR, avsnitt 5:8) vilket innebär att balkongen ska klara av en brand i 30 min med avseende på bärförmåga. I vissa fall kan sammanstörtning av balkongen accepteras. Det gäller då den inte försämrar utrymningssäkerheten, ökar riskerna för räddningspersonalen eller då påverkan av omgivningen inte ökar. Ett farligt scenario är t.ex. om en balkong rasar framför en nödutgång, då kan inte sammanstörtning accepteras.

Vid brand utsätts en konstruktion för termisk påverkan och temperaturen höjs successivt i materialet vilket medför en minskning av bärförmågan. En övertänd brand med lågor som slår utifrån ett underliggande fönster är det mest kritiska scenariot för balkonger. Beräkningsmetoden som används förklaras i resultatavsnittet 4.1.3 Brand och ståldragstag, tillsammans med bilagorna 8 och 9.

Brandteknisk klass R30 uppnås om bärförmågan,  $R_d$ , efter 30 minuters brandpåverkan, överstiger lasteffekten,  $S_d$ .

Den dimensionerande lasteffekten  $S_d$  ska bestämmas för den mest ogynnsamma lastkombinationen med partialkoefficienterna  $\gamma_f$  (enligt BKR, avsnitt 2:32 tabell b) för brottgränstillstånd vid olyckslast. Nyttig last för balkong består av en fri lastdel på  $2,0 \text{ kN/m}^2$  med en lastreduktionsfaktor  $\psi=0,5$ . Egentyngd, fri nyttig last och snölast ska vara med i brandlastfallet då reduktionsfaktorn är  $\psi \geq 0,5$ . Om man har en termisk last  $Q_{ak}$  kan den bestämmas från SIS 02 48 20 efter standardbrandkurvan. Detta är inte aktuellt för balkonger.

Den dimensionerande bärförmågan  $R_d$  ska bestämmas med beaktande av hållfasthetsminskningen vid förhöjd temperatur samt minskning av effektivt tvärsnitt. Vid beräkning måste varje materials hållfasthets- och deformationsegenskaper samt värmeledningsförmåga och specifik värmekapacitet vara kända inom det aktuella temperaturområdet. Egenskaper hos fästdon, förbindningar o.d. ska vara välkända. Enligt BKR ska även brand innefattas under begreppet olyckslast. Olyckslast är den last som uppträder med liten sannolikhet och oftast i samband med icke avsedda händelser. Det är därför normen tillåter en högre påkänning och ett större utnyttjande av materialegenskaperna vid olyckstillstånd. Partialkoefficienten  $\gamma_n$  får sättas till 1,0 oavsett konstruktionens säkerhetsklass.

## 2.6 FEM-design

FEM är förkortningen på finita elementmetoden. En funktion är framställd i finit form, om dess algebraiska uttryck består av ett ändligt antal termer och faktorer (svenska akademiens ordlista). En platta delas med finita elementmetoden in i mindre delytor (element) vars egenskaper karakteriseras av uppställda samband mellan krafter och förskjutningar i enskilda punkter (noder). Elementen sammankopplas sedan till ett system, vilket simulerar bärverkets beteende. Metoden är approximativ men kan för vissa typer av strukturer (ramverk) ge en exakt elastisk lösning, [21].

De statiska beräkningarna för balkongplattan har modellerats i FEM-design 4.00 som är ett avancerat beräkningsprogram utvecklat främst för byggbranschen. Programmet består av olika moduler varav en behandlar plattor. FEM-design är användarvänligt och ett bra verktyg då man ska dimensionera och presentera statiska beräkningar. Alla FEM-beräkningar i detta examensarbete har gjorts med den svenska normen. Programmet tar hänsyn till sprickbildning, skjuvning och har en egen databas med materialvärden. Armeringsmängden redovisas på ett överskådligt sätt, se Figur 19 på sidan 22. För mera information om programmet, se FEM-designs egen hemsida: <http://www.fem-design.com>.

## 2.7 Geometri

Eftersom det inte finns krav på att man ska ha balkong finns det inte heller några krav på hur en balkong lämpligen bör utformas med god funktion. Rekommendationer från gammal byggnorm<sup>1</sup> visar att lämpliga mått för vändning med rullstol är 2000 mm\*1400 mm och en balkong med matbord skall vara minst 2700 mm\*1800 mm. I Bygga med Prefab [2] rekommenderas djup mindre än 2000 mm vid utkragande balkonger. Tjockleken är normalt 160-200 mm.

I NR<sup>2</sup> som också är en gammal svensk standard står det en rekommendation om ej klättringsbart räcke upp till 0,80 meter (gällande barn) i BFS<sup>3</sup> står det att räcket bör vara minst 1,1 meter högt om fallhöjden är mera än ett våningsplan.

---

<sup>1</sup> SBN 1980 Svensk byggnorm sidan 931

<sup>2</sup> NR Nybyggnadsreglerna 2:133

<sup>3</sup> BFS Boverkets författningssamling 8:2321

## 2.8 Lastkombinationer

Eftersom balkongerna ska kunna användas över hela Sverige måste även lasterna anpassas för hela Sverige. Detta görs enklast genom att dela in landet i tre delar. Norra, mellersta och södra Sverige får representeras av Kiruna, Stockholm och Malmö se bilaga 1. Observera att städerna ger en fingervisning om lasternas storlek i landet då t.ex. inte Stockholm är dimensionerande för mellersta Sverige.

Det finns inga bra fall gällande balkonger och vindlast i de svenska standarderna. Jämförs en balkong med ett skärmtak finner man att den nedåtriktade kraften blir mycket liten. Då denna jämförelse inte är korrekt lämnas vindlasten i beräkningarna. För de fall då vinden skapar en uppåtriktad kraft är egentytningen av balkongen så stor att det inte påverkar säkerheten.

Dimensionerande lastkombination med avseende på bärförmåga i brottgränstillståndet är LK1. Nyttig last är dimensionerande i samtliga fall över valda städer i Sverige se bilaga 2. Nedböjningen i plattan beräknas med LK9 (tillfällig olägenhet) och sprickbildningen med LK8 (permanent skada) i bruksgränstillståndet. Brand räknas som en olyckslast med LK7 i brottgränstillståndet. Alla dessa lastkombinationer finns beskrivna i BKR [7]. Snölasten  $S_0$  i Kiruna får enligt BSV 97 [18] variera mellan 2,5-5,5 kN/m<sup>2</sup>. I beräkningarna används ett medelvärde på 4 kN/m<sup>2</sup>. Detta innebär ett ganska högt värde som används i höglänt skogsterräng i de västliga delarna av kommunen. Med andra ord kan man säga att lastfallet med Kiruna är på den säkra sidan för de flesta fall i Sverige. FEM-design tar hänsyn till krypning med en faktor  $\phi=2$  enligt BBK 94, avsnitt 2.4.7.

## 2.9 Materialkrav samt kvalitetskrav

Balkonger ska uppnå kvalitetsklass B3 med avseende på frostbeständigheten, då dessa är utomhuskonstruktioner med mindre lutning än 30°, (BBK 94 band 2 sidan 26). Detta innebär en måttligt betongaggressiv miljö och fodrar normalt tillsats av luftporbildande medel. Tabell 7.3.2.1 a i BBK 94 band2 ger ett riktvärde på 5,5 % då maximal stenstorlek är 16 mm. Högsta vct som rekommenderas är 0,55 och utförandeklass I gäller.

Om man ser till korrosionsbetändigheten så rekommenderar BBK 94 miljöklass A2. Vilket innebär en måttlig armeringsaggressiv miljö för balkonger med försumbar kloridhalt. Om balkongen kommer att vara utsatt för måttlig förekomst av klorider rekommenderas klass A3.

I beräkningarna modelleras plattan med betongkvalité K40 och ett krytpal  $\phi=2$  enligt BBK 94, avsnitt 2.4.7. Livslängdsklassen är L1 med säkerhetsfaktor 3 i brottgränstillståndet. Övriga materialkonstanter är enligt den svenska normen i FEM-design.



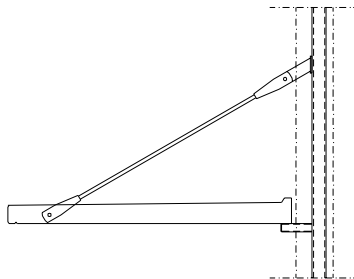
## 3 Modeller och metoder

### 3.1 Dragstagsburna balkonger

#### 3.1.1 Allmänt

Skanskas stål- och betonghus är ett byggsystem i stål och betong som omfattar byggandet ovan bottenplatta till och med vindsbjälklag. Grundläggning och tak anpassas för varje projekt. Dragstagsburna balkonger är en del av konceptet i denna bostadsplattform. Ett av syftena med examensarbetet är att förbättra den befintliga balkonglösningen och att utforma en lämplig standard att prefabricera.

Stål- och betonghuset har en stålstomme där största pelaravståndet är 3,6 meter. Mellan pelarna finns en ledat inspänd C-profilerad stål balk (MKC-balk) som bjälklaget vilar på, se Figur 13. Balken kommer att ha en viss nedböjning som inte är till något problem om man placerar balkongens upplag symmetriskt i spannet. För att minimera köldbryggan går upplaget genom fasaden och utgör en 214 mm lång konsol, fastsvetsad dels i MKC-balken och dels i balkongplattan se Figur 4. Konsolen är beräknad med Skanskas WIN-statik program, stål kalkylatorn v3.7 till en VKR-profil med måtten 60 mm\*60 mm med godstjockleken 5 mm, av rostfritt stål, denna beräkning redovisas inte. Balkongplattan är som tidigare nämnts uppbyggen av dragstag och upplagskonsoler i fasaden. Då bostadsplattformen har ett största pelaravstånd på 3,6 meter medför det att balkongerna inte kan vara längre än så om man inte utnyttjar två fack. Dragstagen sitter maximalt 1,2 meter upp på pelaren räknat från bjälklaget vilket medför en vinkel på ungefär 30° mot plattan. Dessa mått kommer av att man inte vill att dragstagen ska vara synliga ovanför räcket.



**Figur 4 Dragstagsburen balkong i sektion. I fasaden vilar den på två konsoler (VKR-profil) som är fastsvetsade i MKC-balken mellan pelarna (syns ej i figuren). Dragstagen är fastsvetsade i pelaren. Plattan ligger utanför fasaden.**

Då balkongerna lyfts på plats måste det finnas utrymme att lossa lyftredskapen, utan att skada den färdiga fasaden. Glappet ska vara minst 30 mm från fasaden till plattan för att man skall kunna lossa stropparna. Konsolen sticker ut 110 mm från fasaden och tanken är att utnyttja 80 mm till att svetsa fast plattan på medan ett glapp på 30 mm kvarstår mot fasaden. Eftersom konsolen är relativt lång finns det ett spelrum med placeringen av plattan. Det är önskvärt att placera balkongen så nära fasaden som möjligt, eftersom det kan upplevas som otrevligt med ett för stort glapp.

Det har tidigare gjorts en FEM-analys på dragstagsbalkonger för Skanskas stål- och betonghus där två respektive tre upplag i fasaden studerades. Vid den analysen framkom det att två upplag är lämpligast för fallet med dragstagsbalkonger. Med tre upplag i fasaden uppstår svårigheter med att få dem i rätt höjd i förhållande till varandra. Det finns ingen direkt nytta med tre upplag framför två utan enbart problem. Dessutom är nedböjningen störst i ytterkanten av plattan vilket inte förbättras av flera upplag i fasaden.

### 3.1.2 Modellbeskrivning i FEM-design

Modellen i Figur 5 visar upplagen som tar reaktionskrafterna. Mot fasaden är upplagen modellerade med fjädrar vars konstant beräknats till 55 555 kN/m, se bilaga 3, då MKC-balken är fjädrande.

Dragstagets fjäderkonstant (k) blir 13970 kN/m enligt följande ekvation, [21]:

$$k = \frac{E \cdot A \cdot \sin^2 \varphi}{L}$$

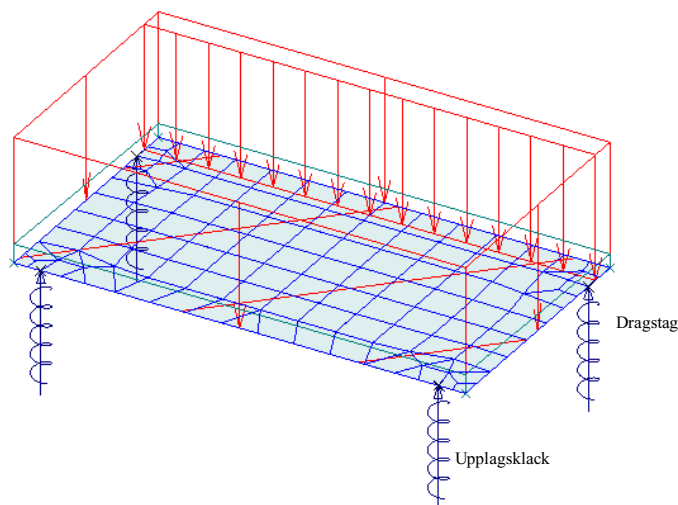
E Elasticitetsmodul=210 GPa

A Tvärsnittsarea=452 mm<sup>2</sup> (stång  $\phi$ 24)

L Längd=1700 mm

$\varphi$  Lutning=30°

Dragstagen har en lutning på 30° mot plattan vilket beaktas vid kapacitetsberäkningen av dragstagen se bilaga 4. Resultatet från FEM beräkningen för balkong 3600\*2000h150 finns redovisade i bilaga 5, det är även denna balkongstorlek som dimensioneras i resultatavsnittet. Olika djup på balkongplattan har beräknats med den maximala längden 3600 mm, dessa djup är 1800, 2000, 2200, 2300, och 2400 mm. Eftersom dragstagen är dimensionerande utgår sammanställningen i bilaga 4 från deras utnyttjandegrad samt nedböjningen i plattan.



**Figur 5** Balkongen är modellerad med fjäderupplag i fasaden och i dragstagen. I figuren, som är från FEM-design syns även den utbredda lasten, linjelasten och elementindelningen.



### 3.1.3 Storlek på balkongen

Dragstagets kapacitet är i brottgränstillståndet 73 kN eller 61 kN, beroende på om det är brand eller normala förhållanden. Balkongplattan har längden bestämts till 3600 mm, samma mått som det maximala pelaravståndet, djupet och höjden på plattan varierar. I bilaga 4 framkommer det att en balkong på 3600\*2400h160 skulle vara fysikaliskt möjlig att producera med beaktande av dragstagskapaciteten som då skulle utnyttjas till 100 % (Kiruna, brottgränstillstånd). En tänkbar praktisk maximal storlek i ett balkongkoncept är balkong 3600\*2000h150. FEM-designs utdata med avseende på upplagskrafter för denna balkong finns redovisade i bilaga 5 och dragstagskapacitet för olika lastfall finns i sammanställningen i Bilaga 4. En balkong med ett djup på 2000 mm är större än det normala och rymmer utan problem ett matbord. Eftersom det går att göra större balkonger har inte all kapacitet i dragstagen utnyttjats. Om extra ytbeläggning t.ex. någon skyddsbetong gjuts på eller om tjockare platta önskas med bättre täckskikt är det fullt möjligt med nuvarande utformning och kapacitetsutnyttjande av dragstagen.

### 3.1.4 Förbättringar av det befintliga konceptet

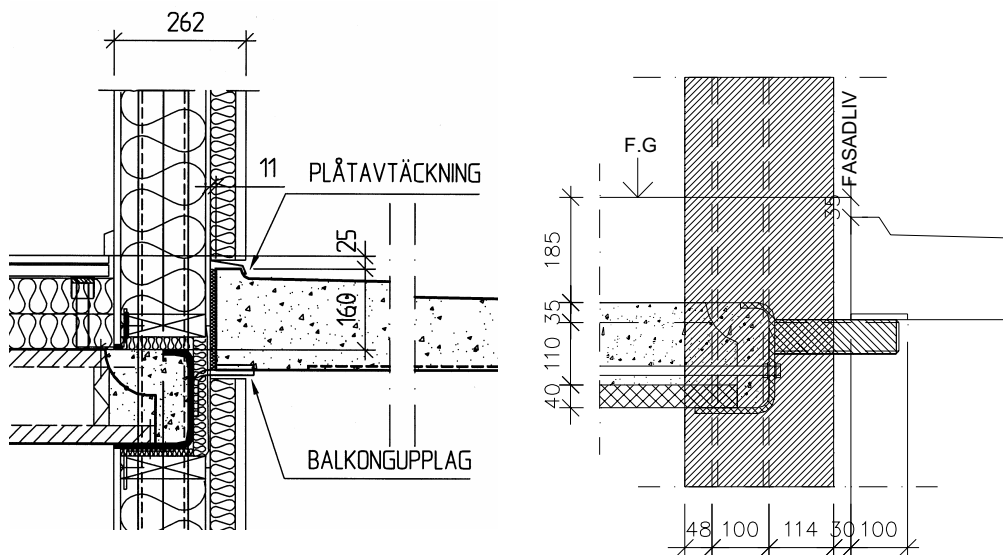
Skanskas stål- och betonghus nuvarande lösning, se Figur 6, har vissa brister då det kommer till luft-, vattentäthet och köldbryggor. Eftersom balkongplattan går in i fasaden i den gamla lösningen, se Figur 7 till vänster, uppstår lätt otätheter och köldbryggor. Detta undviks genom att placera balkongens upplag och därigenom hela plattan utanför fasaden, se Figur 7 till höger. På detta sätt görs fasaden lättare tät, endast små otätheter finns kvar vid klackarna. Även köldbryggorna minimeras då man har plattan utanför fasaden och utgörs endast av VKR-profilen som går genom fasaden. Balkongen lyfts alltså på plats efter det att man har gjort fasaden klar. Målningsarbetet utförs lättare då balkongerna inte är i vägen för byggnadsställningarna.



**Figur 6** Havshuset är ett exempel på Skanskas stål och betonghus från BO01 mässan i Malmö. På underkanten av plattan är det en springa mot fasaden. Här kan det läcka in vatten då det ofta regnar horisontellt och byggnaden är placerad vid havet.

Det har hänt att balkongplattan hamnat för högt i förhållande till tröskeln vilket har lett till fuktproblem vid dörrplåten. Plåtavtäckningen har inte fått tillräcklig vinkel mot plattan och

vatten har pressats in i konstruktionen under plåten. Detta problem försvinner då det finns ett glapp mot fasaden i den nya lösningen.

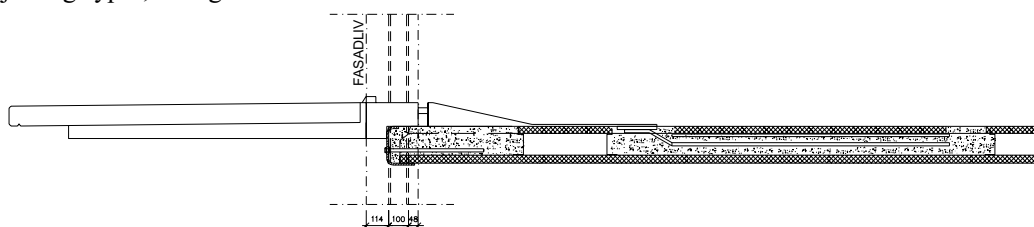


Figur 7 Till vänster ses en sektion av den befintliga lösningen från Skanskas byggsystem där plattan går in i fasaden. Fuktproblem har uppstått vid plåtavtäckningen då denna inte har haft tillräcklig lutning mot plattan. Till höger ses en sektion av den nya lösningen där väggen är streckad och hela plattan placerad utanför fasaden med hjälp av två upplagskonsoler.

## 3.2 Inspända balkonger

### 3.2.1 Allmänt

Inspända balkonger är ofta populära ur arkitektonisk synvinkel då de ger ett lätt och luftigt intryck. Ett önskemål med de standardiserade balkongerna är att de ska passa alla bjälklagstyper, se Figur 8.



Figur 8 Tänkbar lösning till en inspänd balkong längs med håldäcket.

Balkongen kan antingen spännas in tvärs eller längs med håldäcket (HD/F bjälklag). De ska även passa homogena prefabricerade bjälklag som antingen kan vara förspända (D/F) eller slakarmerade (D). Vid ett besök på BO01 mässan i Malmö påträffades en speciellt luftig och attraktiv balkong vars platta, se Figur 9, gav ett smalt intryck då kanterna var tunnare än övrig

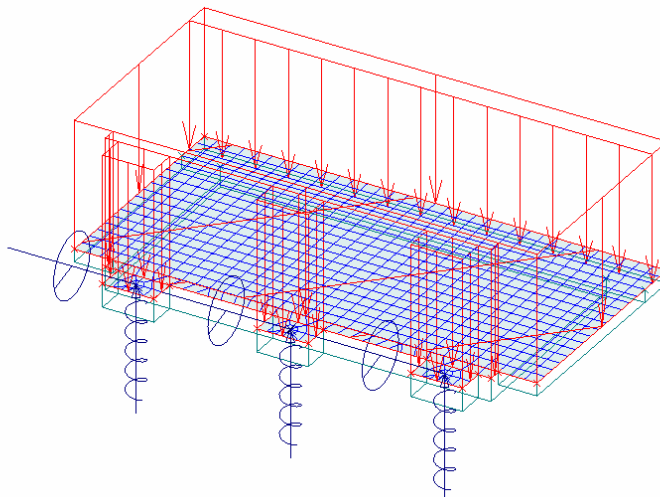
balkong. Denna balkong används som förebild i modellen då den även är gynnsam för egentyngheten.



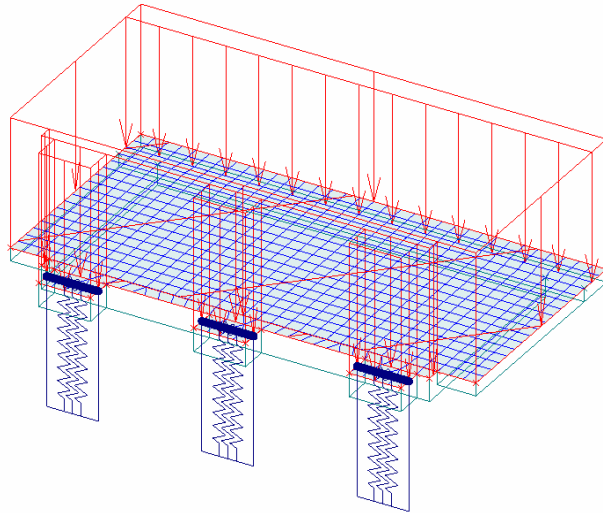
**Figur 9** Denna bild är tagen på BO01 mässan i Malmö. Räckets infästningar är på ovansidan av plattan som är tunnare runt kanterna vilket ger ett lätt intryck samtidigt som man sparar på material och vikt. Foto: Dick Sjölund

### 3.2.2 Modellbeskrivning i FEM-design

Med tre klackar i fasaden reduceras köldbryggan i jämförelse med att man skulle gå in med hela plattan genom fasaden. Lastfallen är samma som tidigare medan fjäderkonstanterna blir olika i mitt- och kantupplagen, se bilaga 3. Modellen i Figur 10 används för att få fram krafterna (bilaga 11) för handräkning vid dimensionering av klackarna, medan den mera verklighetstroga modellen i Figur 11 används vid armerings- och nedböjningsberäkningarna av plattan.



**Figur 10** Balkongen är modellerad med tre fjädrande, momentstyva upplag i fasaden. Se bilaga 3 för fjäderkonstantsberäkningen.



**Figur 11** Balkongen är modellerad med tre fjädrande, momentstyva linjeupplag i fasaden. Se bilaga 3 för fjäderkonstantsberäkningen

### 3.2.3 Storlek på balkongen

Balkongen som dimensioneras i kapitel 4 har måtten 3600\*1800h180 med ursparing i ytterkant. Tvärkrafterna och momenten, se bilaga 11, som uppkommer av denna storlek är lagom stor för att få smidiga klackar och infästningar, se bilaga 17. En konsolbalkong med djupet 1800 mm är relativt stor och kan anses lämplig som maximal storlek för en standardisering. Större balkonger resulterar i större klackar och kraftigare infästningslösningar. Det är fysikaliskt möjligt att dimensionera inspända balkonger med ett djup större än 1800 mm. I rekommendationer från Bygga med Prefab [2] ska man inte göra större konsolbalkonger än 2000 mm.

### 3.3 Pelarburna balkonger

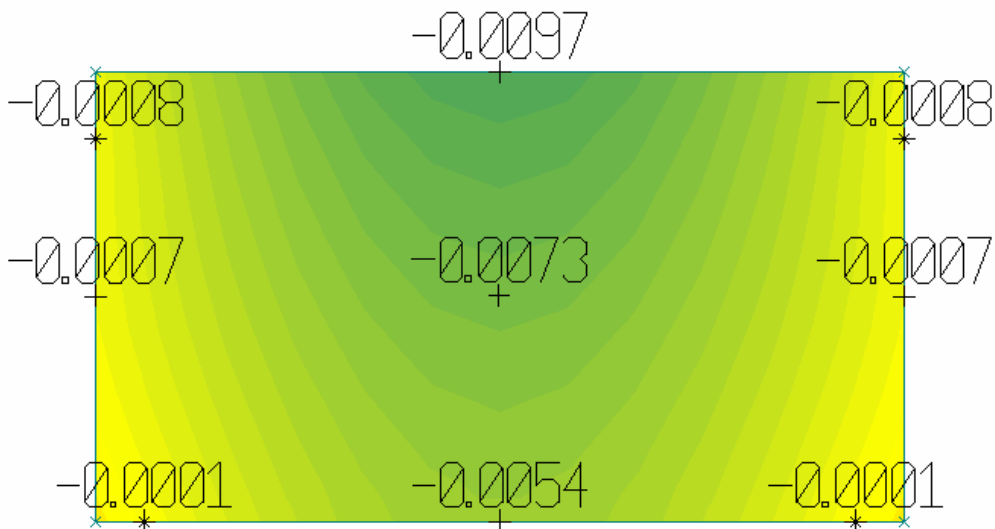
De dragstagsburna balkongernas lösning på upplag i fasaden kan även tillämpas med pelarburna balkonger. Fördelen med pelarburna framför dragstagsburna balkonger är främst en friare dimensionering då man inte behöver beakta stålets brandkriterier och stommens pelaravstånd på 3,6 meter. Det är få begränsande faktorer att ta hänsyn till. Pelarna är styvare än dragstagen och får därmed en högre fjäderkonstant, vilket gynnar nedböjningen.

## 4 Resultat och ritningar

### 4.1 Dragstagsburna balkonger

#### 4.1.1 Deformationer i plattan

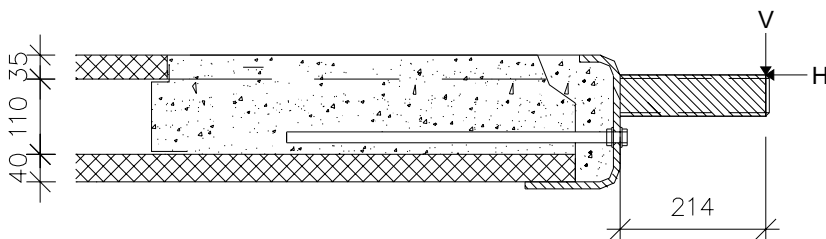
Nedböjningen vid dimensioneringen mot tillfälliga olägenheter med lastkombination 9 blir 9,6 mm i ytterkant av plattan (Kiruna, bruksgränstillstånd), enligt Figur 12 (0,0097-0,0001 pga. fjädrande upplag). I Bygga med Prefab [2] finns en rekommenderad nedböjning för kvarstående deformationer på  $L/400$  vilket blir 9 mm med ett spännviddsdjup på 3600 mm. Nedböjningen är acceptabel då denna rekommendation till viss del bygger på en tillfredsställande vattenavrinning och där lastkombination 9 är på säkra sidan. Plattan är för övrigt sprickfri enligt beräkning i FEM-design med lastkombination 8 i bruksgränstillståndet.



Figur 12 Denna bild från FEM-design visar nedböjningen i meter för långtidslaster i Kirunas bruksgränstillstånd för balkong 3600\*2000h150. Fasaden är i figurens nedre horisontella kant.

#### 4.1.2 Vridning av MKC-balken

De båda upplagskonsolerna i fasaden är av typen VKR (60\*60-5) med en längd på 214 mm, se Figur 13. Kontroll görs av om den befintliga konstruktionen klarar sig utan förstärkning mot vridning. Varje HD/F bjälklag har en 500 mm lång gängad stång av typen M16 med hållfasthetsklass 8.8 ingjuten med tanke på fortskridande ras. Två olika fall för vridning kan uppkomma och beaktas därför, antingen med tryck eller drag i ovankant av MKC-balken. Det blir olika kraftpar för respektive fall eftersom kraften tas upp i olika delar av konstruktionen. Krafterna som verkar på konsolen har tagits från FEM-designs beräkningar (Kiruna, brottgränstillstånd) se bilaga 5 för balkongen 3600\*2000h150. Vridmomentets storlek varierar med placeringen av konsolen. Beräkningen är flexibel och tillåter valfri placering av klackarna i höjddled.



**Figur 13** Visar bjälklaget (HD/F 120/19-1) med raskoppling (M16 8.8 l=500 mm), MKC-balken och VKR-konsolen med laster från balkongen.

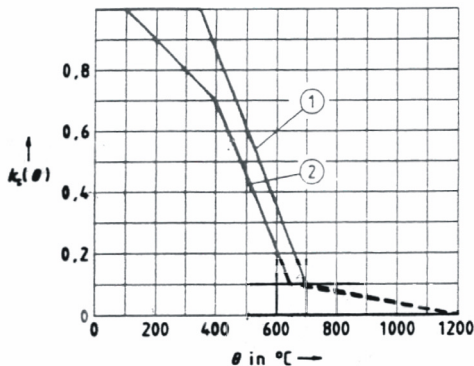
Balken behöver inte förstärkas mot vridning med balkongen 3600\*2000h150 se bilaga 6 och 7. Den gängade stången klarar tillsammans med betongen av att ta upp vridkrafterna som verkar på MKC-balken med valfri placering av konsolen. Raskopplingens vidhäftningskapacitet är 33,6 kN, dess dragkraftskapacitet är på 84 kN och betongens övre skikt (35 mm) klarar av 553 kN/m. Detta innebär att den största reaktionskraften Q på 28,3 kN klarar sig utan förstärkning då det är drag i stången och tryck i ovankanten på HD/F bjälklaget. Det andra fallet med drag i ovankant på MKC-balken är närmast obefintligt. Detta beror på att den horisontella lasten är så stor.

Förstärkning mot vridning behövs om man har större balkongplatta än 3600\*2000h150, där vidhäftningen av den gängade stången blir dimensionerande.

### 4.1.3 Brand och ståldragstag

#### Allmänt

Dragstagen har en kapacitet i brandstadiet på 73 kN, [21]. Utnyttjandegraden som idag används för dragstagen är på ca 20 %, vilket innebär att en temperatur på 661°C kan accepteras i dragstagen enligt Figur 14. Utnyttjandegraden är ganska låg, varför en utredning av ifall 20 % är rimligt eller om det går att utnyttja mera av dragstagen i brand är av intresse. I övrigt är dragstagen svåra att brandskydda på grund av dess utformning och att de befinner sig utomhus. Då brandskyddsfärg är fukt känslig skulle enda alternativet vara att klä in dragstagen. Klackarna mot fasaden är lättare att skydda alternativt överdimensionera. Vid en kontroll, med stålkalkylatorn v3.7, framkom att 53 % av VKR-konsolen utnyttjas i brandfallet och att en temperatur på 341°C (se bilaga 9) uppkommer vid brand vilket innebär full bärförmåga, se Figur 14.



$$k_s = 1,0 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 350^\circ$$

$$k_s = (6650 - 9\theta) / 3500 \quad 350^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ$$

$$k_s = (1200 - \theta) / 5000 \quad 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ$$

Figur 14 Kurva 1 och 2 är materialkurvor för draget respektive tryckt stål och visar utnyttjandegraden,  $K_s$ , av stålets bärförmåga i olika temperaturer,  $\theta$ . Bilden är hämtad från Eurocodes (ENV 1991-1-2:1995 page 19). Till vänster anges funktionen för kurva 1.

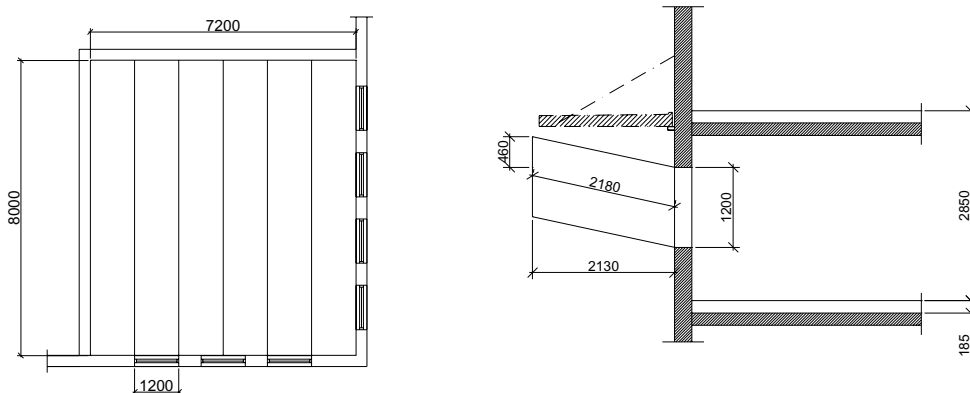
I bilaga 4 finns en sammanställning av utnyttjandegraden för dragstagen vid brandlast och vanlig last då storleken på balkongen varierar. Vid beräkning på brand gällande balkonger utnyttjas en metod som bygger på att flammor från fönster i en brinnande lägenhet under balkongen hettar upp dragstagen som sedan tappar bärförmågan enligt Figur 14. Vid inglasning av balkonger finns det föreskrifter på englasfönster. Man kan med andra ord inte likna en inglasad balkong med en vanlig brandcell eller ett slutet rum.

## Modeller och beräkningsgång

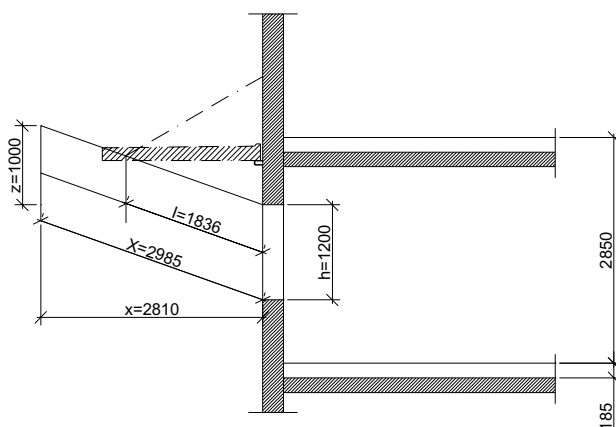
Denna brandutredning är uppdelad i två modifierade standardlägenheter som återfinns i bostadsplattformen med 2 rum och kök och med en våningshöjd på 2850 mm. Det finns olika beräkningsgångar beroende på om drag kan uppstå eller inte, därför beaktas två liknande lägenheter se Figur 15 och Figur 17. Brandbelastningen uppgår till ca 170 MJ/m<sup>2</sup> (10 kg trä/m<sup>2</sup>då energivärdet för trä är 17 MJ/kg), detta enligt statistiska undersökningar, [17]. Det framkommer av samma statistiska undersökning att det är högre brandbelastning på 2:or än 3:or, vilket innebär att utredningen hamnar på den säkra sidan gällande val av lägenhetsstorlek. Kontroll görs även på hur nära ett dragstag man kan placera fönster vid sidan av en balkong, då vinden tas i beaktande, se Figur 17 till höger. Balkongens upplagskonsoler är placerade så lågt som möjligt för att temperaturutvecklingen ska vara på säkra sidan.

### Standardlägenhet 1

Lägenhet 1 se Figur 15 är på 57,6 m<sup>2</sup> och har två väggar med 7 fönster vilket medför drag pga. av ständig syretillförsel. Beräkningarna, se bilaga 8, baseras på Eurocode med ett rekommenderat drag på 6 m/s. Eftersom draget förorsakar att flammen aldrig når dragstagen går det inte att få fram en beräkningspunkt, I, längs med axeln. Beräkningspunkten (I) beskriver var på flamaxeln man vill göra sin beräkning. Temperaturen är konstant längs med hela flamhöjden. Med endast fyra fönster skulle flamhöjden  $z$  öka till 1000 mm så att flammen kommer i kontakt med dragstagsinfästningen se Figur 16. Värmeutvecklingen skulle då bli 619°C kring beräkningspunkten med en resthållfasthet i dragstagen på 31 %.



Figur 15 Till vänster ses lägenhet 1 på 57,6 m<sup>2</sup> med två ytterväggar och 7 fönster. Till höger visas flammans spridning och man kan se att den aldrig kommer i kontakt med balkongen.



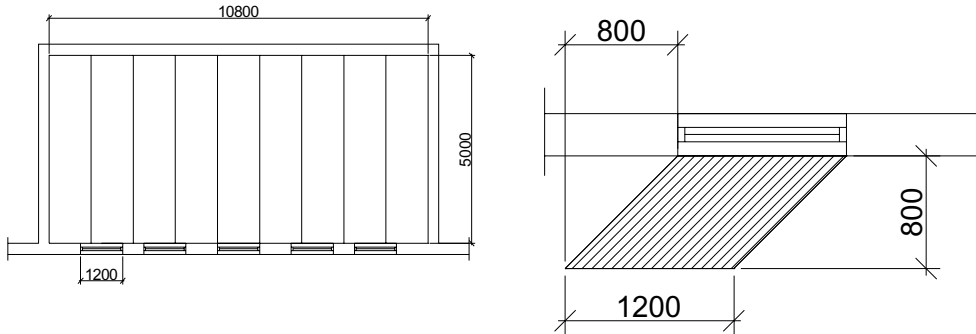
Figur 16 Med 4 fönster skulle flammen nå balkongen och en värmeutveckling på 619°C skulle uppstå i beräkningspunkten  $l=1836$  mm (gäller för hela flamhöjden), se bilaga 8. Detta medför en resthållfasthet på 31 % enligt Figur 14.

## Standardlägenhet 2

Lägenheten 2 (se Figur 17 t.v.) är på 54 m<sup>2</sup> och har endast en fasadvägg på 10,8 meter med 5 fönster. Djupet på lägenheten är 5 meter och beräkningspunkten är vid infästningen av dragstaget om flammen verkar under balkongen (enligt Figur 18, t.v.) alternativt en bit upp på dragstaget ifall flammen verkar från ett fönster vid sidan om balkongen (enligt Figur 18 t.h.). Temperaturen vid beräkningspunkten, för fallet med balkong, uppgår till 297°C, se bilaga 9, vilket inte medför någon sänkning av dragstagets bärförmåga se Figur 14. Vid beräkning för fallet utan balkong ovanför fönster uppgår temperaturen till 1061°C, se bilaga 9, vilket resulterar i att nästan all bärförmåga i dragstagen försvinner, endast 2,8 % kvarstår se Figur 14, och balkongen rasar. Det är en farlig situation som endast kan uppstå om det ligger ett fönster på sidan av balkongen för nära dragstagen. Enda sättet att undvika detta är att tänka på var man placerar fönstret i sidled under projekteringen. I Eurocode står det att vinden i denna metod kan påverka flammen uppskattningsvis 45°. Från bilaga 9 kan man utläsa att flammans

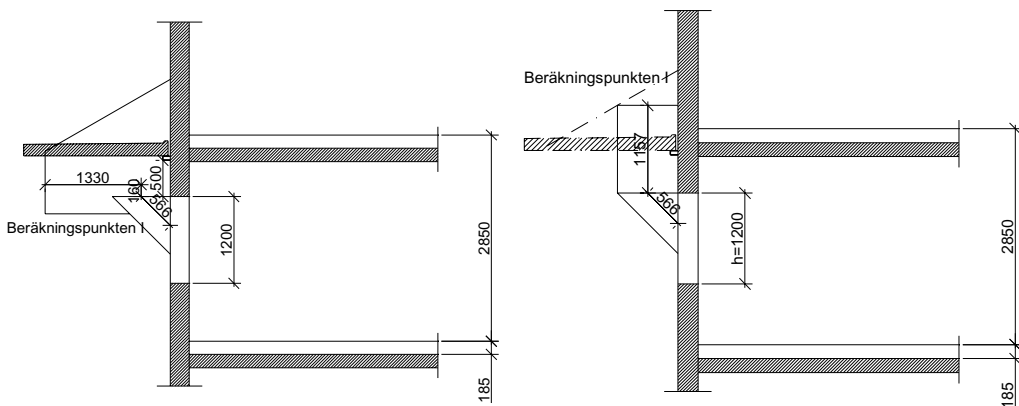


djup är 0,8 meter vilket även innebär att man inte får placera ett fönster 0,8 meter på sidan om balkongen (se Figur 17 t.h.)



**Figur 17** Till vänster ses lägenhet 2 på 54 m<sup>2</sup> med en yttervägg och 5 fönster. Till höger ses flammans spridning med en vindpåverkan på 45°. Detta medför att man inte ska placera något dragstag 800 mm från fönster vid sidan av en balkong.

Det är motiverat att ifrågasätta användandet av ståldragstag som en del av byggsystemet. Då stål är farligt ur brandsynpunkt. Pelarburna och inspända balkonger klarar sig bättre i brand. Resultatet av denna utredning, visar att man kan använda full bärförmåga i brand för ståldragstagen fast med vissa kriterier. Dessa kriterier är att ha mera än fyra fönster (1200\*1200) i en hörnlägenhet och att inte placera fönster närmare än 800 mm på sidan om balkongen på våningen under. Djupet på balkongen är satt till 2000 mm i beräkningarna i bilaga 9, eftersom denna balkong dimensioneras i detta kapitel. Temperaturen blir 319°C i dragstagsinfästningen, då plattans djup är 1800 mm, vilket även ger full bärförmåga.



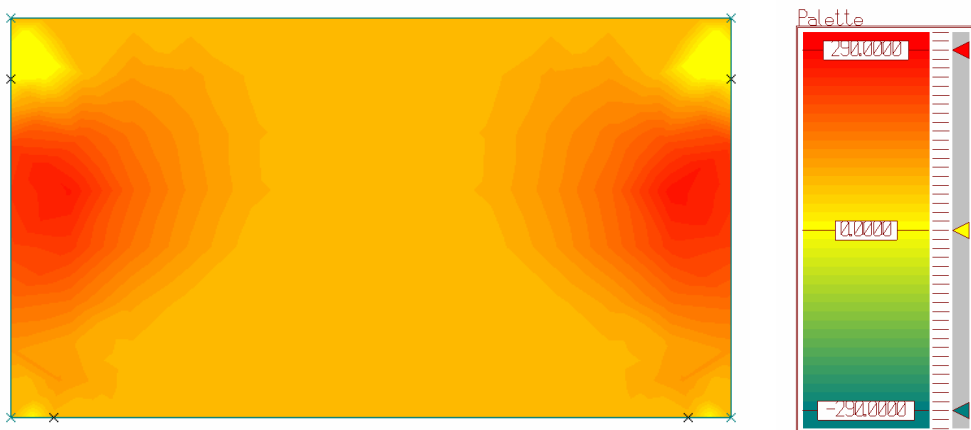
**Figur 18** Visar längden längs flammans axel till beräkningspunkten I. Vänstra bilden är för fallet då flammen påverkas av balkongplattan,  $I=566+160+1330=2056$  mm för dragstagsinfästningen alternativt  $I=566+500=1066$  mm för klacken. Högra bilden är för fallet då flammen kommer upp bredvid balkongplattan,  $I=566+1157=1723$  mm.

## 4.1.4 Ritningar

Beräkningar har gjorts dels för hand och dels med datorhjälp. Armeringsmängden för plattan har räknats med FEM-design, se Figur 19 och Figur 20, medan upplagsförstärkningar har räknats förhand se bilaga 10. Dimensioneringen görs för lastfallet i Kiruna vilket medför att balkongerna kan användas över hela landet. Balkongstorleken som redovisas i detta avsnitt är 3600\*2000h150.



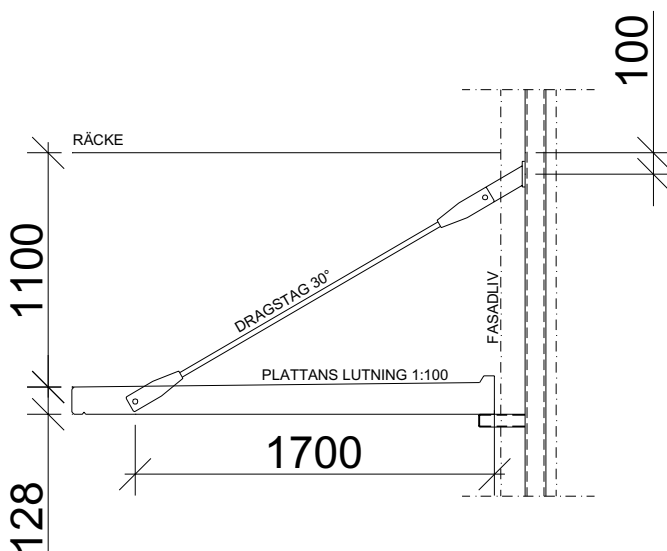
Figur 19 Visar FEM-beräkning på erforderad armeringsmängd i botten av plattan och i x-led. Lastfallet är i Kiruna och enheten är  $\text{mm}^2/\text{m}$ . Fasaden ligger mot figurens nedre horisontella kant.



Figur 20 Visar FEM-beräkning på erforderad armeringsmängd i botten av plattan och i y-led. Lastfallet är i Kiruna och enheten är  $\text{mm}^2/\text{m}$ . Fasaden ligger mot figurens nedre horisontella kant.

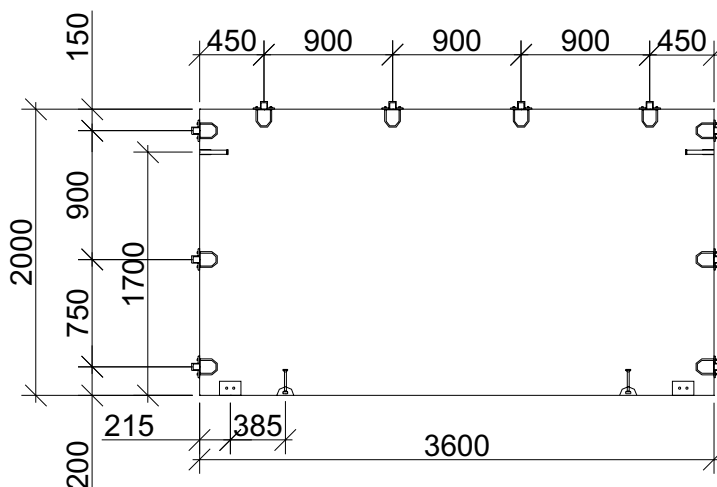
## FÖRKLARINGAR

TYPRITNING:	DRAGSTAGSBURNA BALKONGER
MILJÖKLASS:	B3-MÅTTLIG BTGAGGRESSIV MILJÖ A2-MÅTTLIG ARMAGGRESSIV MILJÖ
BETONG	BTG 1 STD K40, VCT 0.55 , 5,5% LUFT AVFORMSHÅLLF. 15 MPA MONT.HÅLLF. 28MPA
SLAKARMERING:	B500BT
NÄTARMERING:	NPS 50
TÄCKSKIKT:	KRAV: MIN 25 mm (L1, VCT 0,55, A2 enligt BBK 94) NÄTARMERING: MIN 35 mm KANTARMERING: MIN 30 mm UPPLAGSARMERING: MIN 25 mm
YTOR:	FORMSATT: SF2 (SLÄTTFORMAD YTA) EJ FORMSATT: R (ROLLAD YTA)
LYFTSÄTT:	PRODUKTION: MED KULANKARE MONTERING: MED STROPPAR



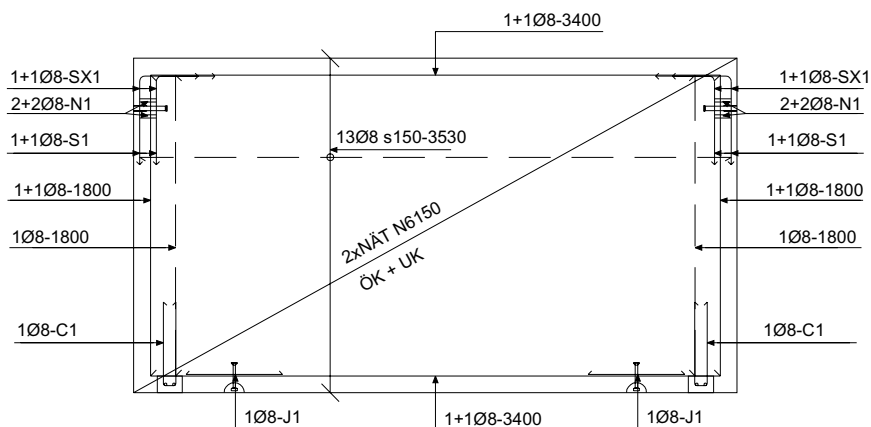
Figur 21 Balkong från sidan. Ritningen är inte skalenlig.

Dragstagen är placerade under räcket, se Figur 21. På de balkonger som tidigare har byggts med dragstag har man valt att placera räcket på insidan av dragstagen. Detta skulle kunna vara ett sätt att komma runt problemet med fri klättringsbar höjd till 0,8 meter på bekostnad av det estetiska. Ett annat sätt är att klä in dem med plåt. Detta får man ta ställning till då man väljer typ av räcken.



Figur 22 Ovan visas placeringen av räckesinfästningarna, lyftankare, samt upplagen. Fasaden ligger mot figurens nedre horisontella kant. Ritningen är inte skalenlig

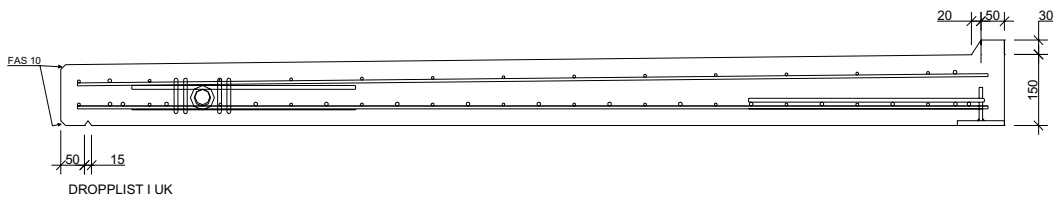
I Figur 22 kan ses plattans räckesinfästningar. Infästningarna är tagna från Balkonggruppens katalog från 1994. De är placerade i plan enligt svensk standard SIS 81 34 06 med en multipel av 150 mm och 60 mm från underkant. Det är även möjligt att använda någon annan standard, då detta enbart är ett förslag till infästningstyp. Räcket väljs enligt arkitektens eget önskemål.



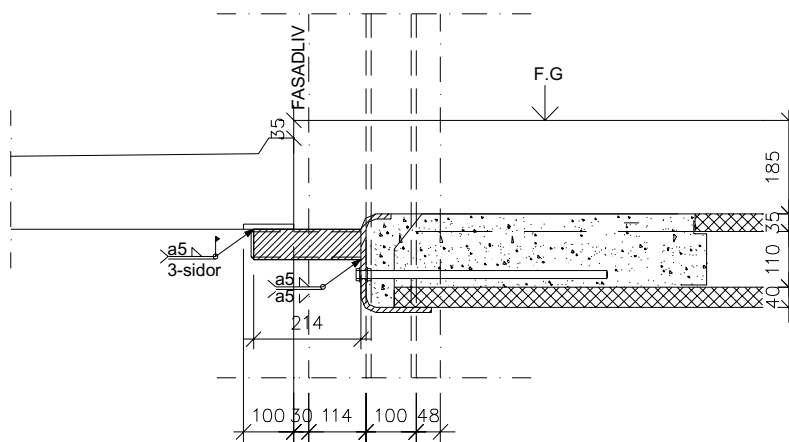
Figur 23 Plattans armering. Fasaden ligger mot figurens nedre horisontella kant. Ritningen är inte skalenlig.

I Figur 23 beskrivs plattans armering. Runt lyftanordningen finns en förstärkning med J-byglar. Lyftanordningen som är från teknisk pärm med positionsnummer 0161, har beteckningen KAN 2,5 med en tillåten last på 20 kN. Kulankarsystemet används främst för att få upp plattan ur formen. Vid montage används stroppar. Upplaget kring fasaden är förstärkta enligt bilaga 10. Dragstagets skruvfäste är taget ur teknisk pärm [1] med positionsnummer

0215. Runt skruvfästet placeras två stycken S-, två stycken SX- och fyra stycken N-byglar. Detta kan beskådas i plan, se Figur 23, och från sidan, se Figur 24, det finns även detaljerade bilder i bilaga 10.

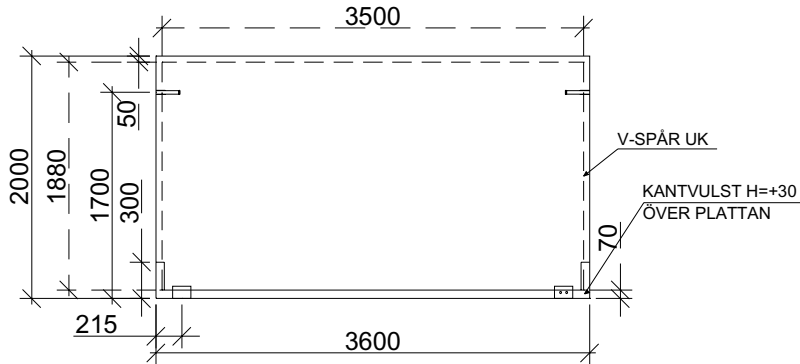


**Figur 24 Plattans armering i sektion med förstärkningar kring upplagen. Fasaden ligger mot figurens högra vertikala kant. Ritningen är inte skalenlig. Plattans lutning är 1:100.**



**Figur 25 Visar VKR-profilens svetsar dels i plattan och dels i MKC-balken. I figuren är konsolen placerad så högt upp det går på MKC-balken.**

VKR-profilen i Figur 25 är av rostfritt stål och beräknad med Skanskas Stålkalkylatorn v3.70 vilket gav dimensionerna 60\*60-5. Svetsarna är beräknade enligt BSK 99. Både konsolen och svetsarna har en god säkerhetsmarginal.

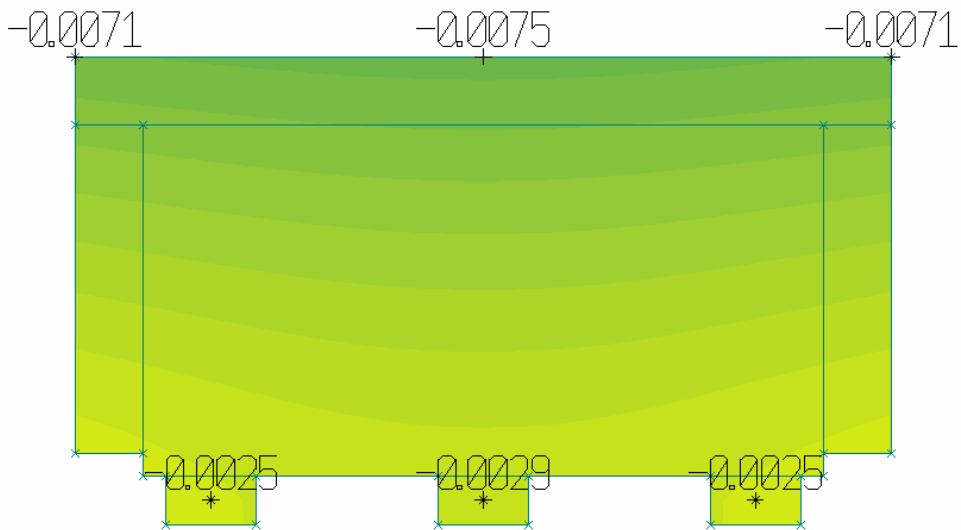


Figur 26 Visar hur kantvulsten och v-spåret går i plan. Se även Figur 24 för mått i sektion.

## 4.2 Inspända balkonger

### 4.2.1 Deformationer i plattan

I Bygga med Prefab [2] finns en rekommenderad nedböjning för kvarstående deformationer på  $L/400$ , vilket blir 4,5 mm med ett spännviddsdjup på 1800 mm. Nedböjningen vid dimensioneringen med lastkombination 9 (tillfälliga olägenheter) ger i bruksgränstillstånd 6 mm för Kiruna och 5 mm för Stockholm i ytterkant av plattan, se Figur 27. Nedböjningen blir relativt jämn längs med plattan. Denna lastkombination blir tillsammans med kryptalet  $\phi=2$  på säkra sidan gällande kvarstående deformationer. Detta eftersom beräkning med lastkombination 8 (permanent skada) tillsammans med långtidslast enligt BBK 94, avsnitt 2.2.2, har lägre lastreduktionsfaktorer,  $\psi_1$ , än de nu använda. Nedböjningen som visas i Figur 27 är större de som kommer av enbart kvarstående deformationer. Det finns inga formella krav på hur stor nedböjningen får vara.



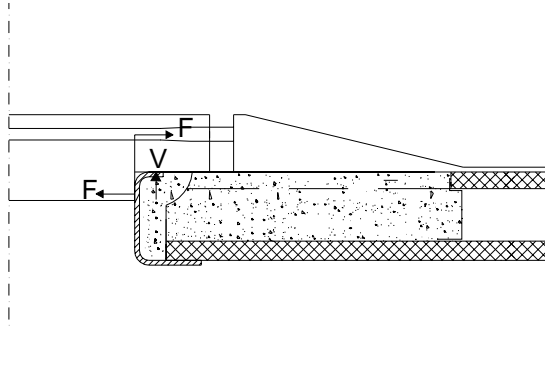
**Figur 27** Långtidsdeformationer i Stockholm för balkong 3600\*1800h180, enheten står i m. Den maximala nedböjningen är i ytterkant av plattan 5 mm med justering av referensplan ( $0,0075-0,0025=0,005$ ) då upplagen är fjädrande.

Krav angående sprickbredd finns i BBK 94, avsnitt 4.5.4, där sprickbredden för långtidslast begränsas till 0,40 mm då armeringen är föga korrosionskänslig med livslängdsklass 1 och miljöklass A2. Bygga med Prefab [2] har hårdare krav, där begränsas sprickbildningen till 0,20 mm. Platta 3600\*1800h180 är sprickfri enligt FEM-design med lastkombination 8 i bruksgränstillståndet

FEM-design varnar för skjuvspänningsbrott i klackarna då den jämför betongens skjuvkapacitet med tvärkraften utan att ta hänsyn till någon armering. Tvärsnittskontrollen görs för hand i bilaga 16, där framkommer det att tvärkraftskapaciteten måste höjas med hjälp av byglar.

## 4.2.2 Kraftspelsbeskrivning i klackarna

Momentet delas upp i ett kraftpar, se Figur 28, där hela trycket tas upp av MKC-balken och hela draget överförs till bjälklaget med olika infästningslösningar beroende på vilket bjälklag det gäller. Upplaget för tvärkraften är MKC-balkens övre fläns. Klacken sträcker sig genom hela väggen och ansluts till en specialtillverkad balk som sedan för ner draget i bjälklaget. Klackarnas dragarmering dimensioneras i bilaga 17 för Stockholm, vilket även kontrolleras i FEM-design.



Figur 28 Denna detalj visar tankegångarna kring kraftspelet. Momentet från FEM-design delas upp i ett kraftpar (F), där tryckkraften tas av MKC-balken och dragkraften av armeringen där den sedan förs vidare till en stålbalk som förankras i bjälklaget på olika sätt. Tvärkraften (V) tas upp av MKC-balkens övre fläns som är ingjuten i betong.

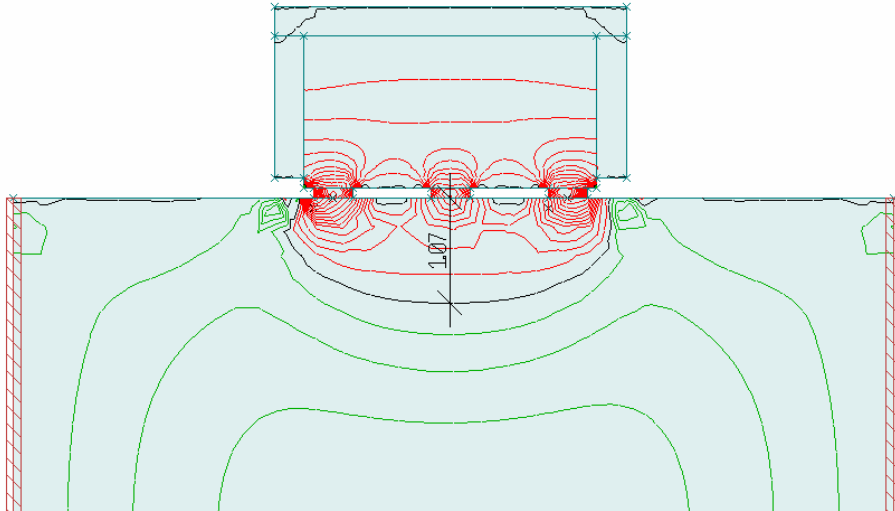
### 4.2.3 Balansering av balkong

Kontroll av om bjälklagets egentyngd är tillräcklig för att balansera balkongen utförs med hjälp av FEM-design. En "balanskontroll" är speciellt viktig att göra då HD/F bjälklaget ligger vinkelrät mot de inspända klackarna, eftersom bjälklagen inte överför någon kraft eller har någon förankring i den leden.

Bjälklaget är 9 meter långt och fritt upplagt på två väggar, se Figur 29. Balkongen är inspänd med tre klackar och har en längd som överensstämmer med pelarnas centrumavstånd (balkongmått 3600\*1800h180). På balkongen verkar lastkombination 1 (se bilaga 2) som i brottgränstillståndet ska uppvägas av bjälklagets egentyngd på  $2,91 \text{ kN/m}^2$ . Den minsta infästningslängden som krävs för att balkongen ska vara i jämvikt (neutralt moment) är 1,07 meter i Stockholm och 1,66 meter i Kiruna. Ett håldäck har en standardiserad bredd på 1200 mm, vilket skulle innebära att infästningen endast måste sträcka sig över ett håldäck i Stockholm för att balanseras. Kontroll har även gjorts för hand, se bilaga 15, där framkommer att det skulle behövas minst tre håldäcks samverkan för att uppväga momentet från balkongen i Stockholm. För att vara på säkra sidan görs dimensioneringen enligt bilaga 15, vilket innebär att den specialtillverkade stålbalken som överför dragkraften till bjälklaget kommer att sträcka sig över tre håldäck.

Handräkningen är en grovt uppskattad modell av verkligheten, på säkra sidan. FEM-designs beräkning är mera verklighetstrogen, då pelare, balkongklackar och bjälklagets upphängning finns med i modellen. Dessa båda metoder är inte ekvivalenta.

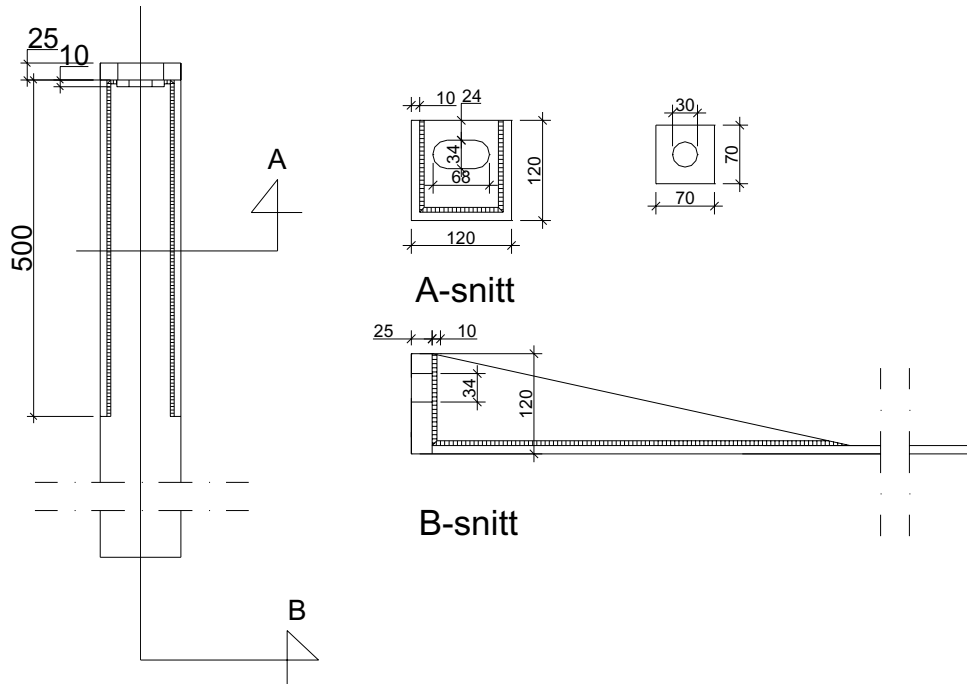




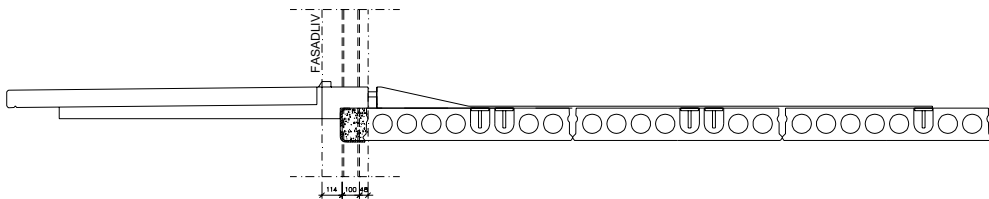
Figur 29 Denna figur från FEM-design visar konturlinjerna för momentet i y-led i Stockholm. Då linjen är röd är momentet negativt, svart linje har neutralt moment medan grön linje har positivt moment. Avståndet till neutralt moment är 1,07 meter vilket är utsatt i figuren.

#### 4.2.4 Inspänning i bjälklaget

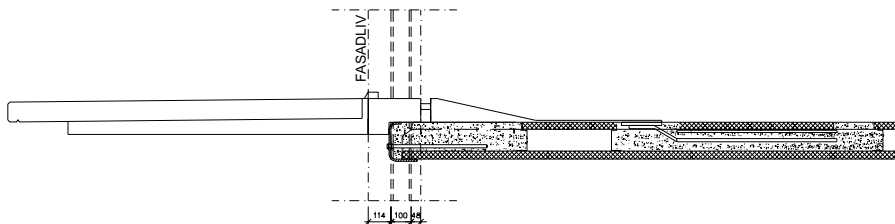
Från betongklackarna överförs dragkraften (från kraftparet) till bjälklaget via en specialtillverkad balk, se Figur 30. I klacken finns ett ingjutningsjärn (PH-MU 25) som överför dragkraft till stålbalken via en helgängad stång (M30, hållfasthetsklass 8.8 med längden 175 mm). Stålbalken överför sedan kraften till bjälklaget antingen via ingjutna dymlingsplåtar, se Figur 31 eller via armeringsjärn som går in i håldäcket där det förankras genom vidhäftning se Figur 32 och bilaga 14 för dimensioneringsberäkningar. Då HD/F bjälklaget endast har förspänd armering i underkant är det lämpligt att tilläggförstärka mot eventuellt drag i ovankant. Detta görs enklast genom att placera några extra armeringsjärn i hålens ovankant för lösningen i Figur 32 medan själva stålbalken fungerar som ovankantsarmering för lösningen i Figur 31. Ingjutningsjärnet i klacken, den gängade stången och den specialtillverkade balken dimensioneras i bilaga 12. Ritningar gäller för balkongen i Stockholm. I teknisk pärm [1] finns en färdigt dimensionerad dymlingsplåt med positionsnummer 0341 som används i Figur 31. Det krävs fem sådana fästplåtar för balkongen i Stockholm, då en plåt har en dragkraftskapaciteten 40 kN (SK3) vilket innebär en totalkapacitet på 200 kN > 173 kN.



Figur 30 Till vänster ses den specialtillverkade balken med stålqualité S275 för Stockholm i plan. Till höger visas tvärsnitten samt bricken. Alla svetsar har a-måttet 4 mm och  $F_{\text{enk}}=510$  MPa.



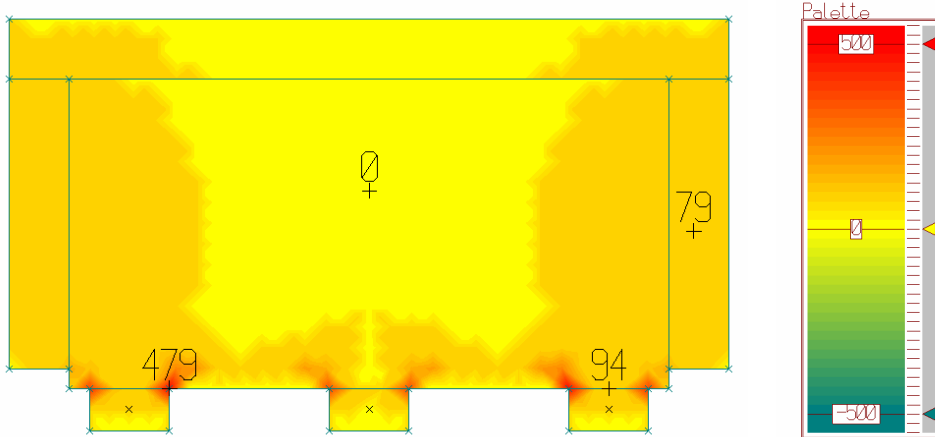
Figur 31 Lösning på hur dragkraften ska föras ner i bjälklaget med hjälp av fem dymlingsplåtar fastsvetsade i stålbalen, fungerar bra med alla typer av bjälklag.



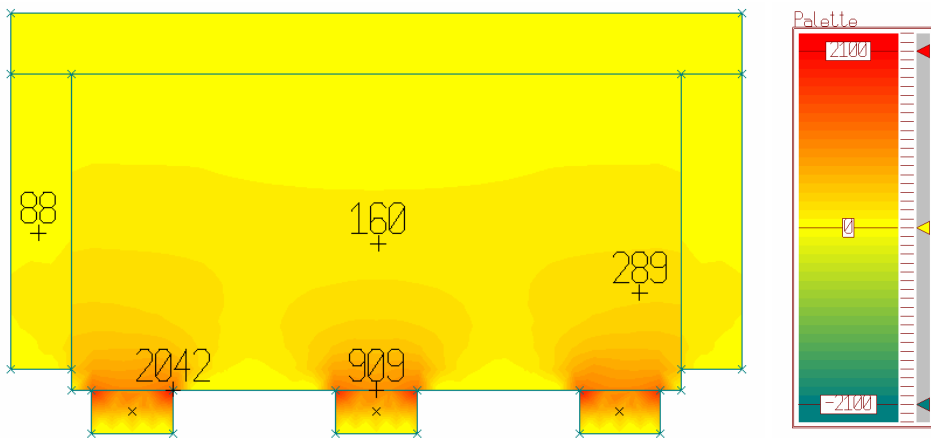
Figur 32 Lösning på hur dragkraften ska föras ner i bjälklaget, fungerar bra med homogena bjälklag och HD/F bjälklag som ligger parallellt med klackarna. Lagg märke till överkantsarmeringen 2φ12 i varje hål som en extra åtgärd mot eventuell drag i ovkant av bjälklaget.

## 4.2.5 Ritningar

En önskvärd tanke är att man ska kunna ha samma balkong i hela Sverige. I verkligheten fungerar inte Skanska Prefab så, utan varje nytt projekt har en separat dimensionering. Ritningarna i detta avsnitt är avsedda för Stockholm.



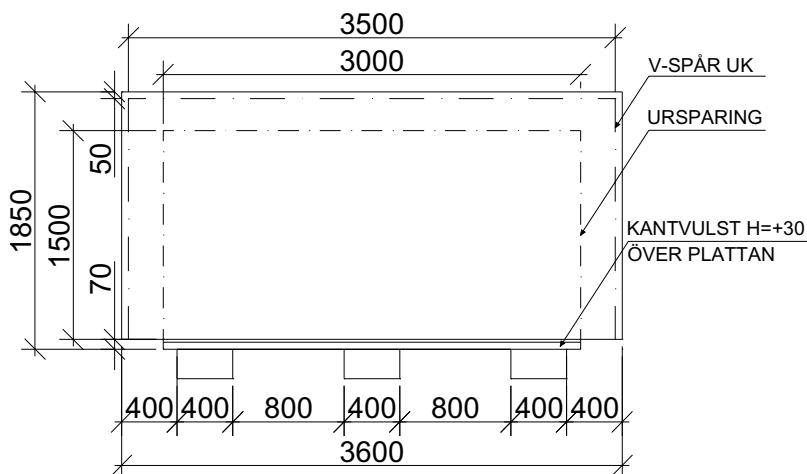
Figur 33 Visar FEM-beräkning på erforderad armeringsmängd i toppen av plattan och i x-led. Lastfallet är i Stockholm och enheten är mm<sup>2</sup>/m. Fasaden ligger mot figurens nedre horisontella kant.



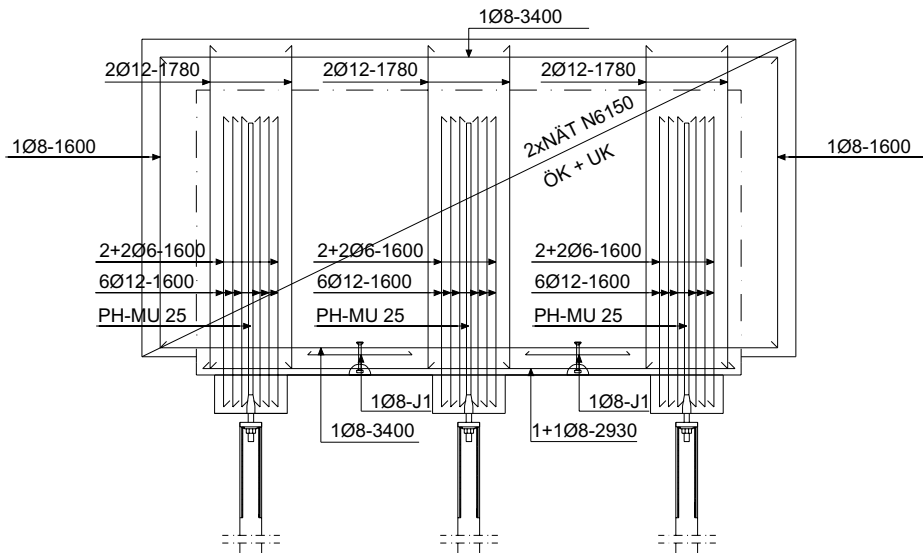
Figur 34 Visar FEM-beräkning på erforderad armeringsmängd i toppen av plattan och i y-led. Lastfallet är i Stockholm och enheten är mm<sup>2</sup>/m. Fasaden ligger mot figurens nedre horisontella kant.

## FÖRKLARINGAR

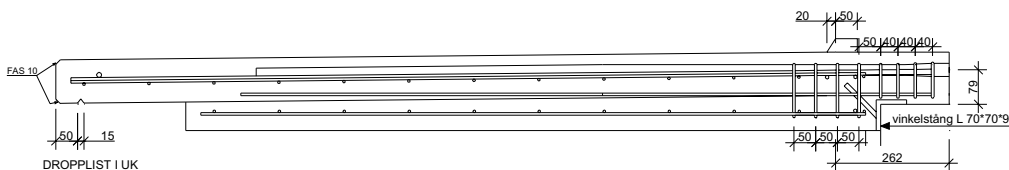
TYPRITNING:	INSPÄNDA BALKONGER
MILJÖKLASS:	B3-MÅTTLIG BTGAGGRESSIV MILJÖ A2-MÅTTLIG ARMAGGRESSIV MILJÖ
BETONG	BTG 1 STD K40, VCT 0.55, 5,5% LUFT AVFORMSHÅLLF. 15 MPA MONT.HÅLLF. 28 MPA
SLAKARMERING:	B500BT
NÄTARMERING:	NPS 50
TÄCKSKIKT:	KRAV: MIN 25 mm(L1, VCT 0,55, A2 enligt BBK 94) NÄTARMERING: MIN 35 mm KANTARMERING: MIN 30 mm
YTOR:	FORMSATT: SF2 (SLÄTFORMAD YTA) EJ FORMSATT: R (ROLLAD YTA)
LYFTSÄTT:	PRODUKTION: MED KULANKARE MONTERING: MED STROPPAR



**Figur 35** Måttsättning av plattan, klackarna, droppnäsan, ursparingen och kantvulsten i plan, för sektion se Figur 37. Vid ursparingen finns ett glapp på 50 mm mot fasaden. Fasaden ligger mot figurens nedre horisontella kant.

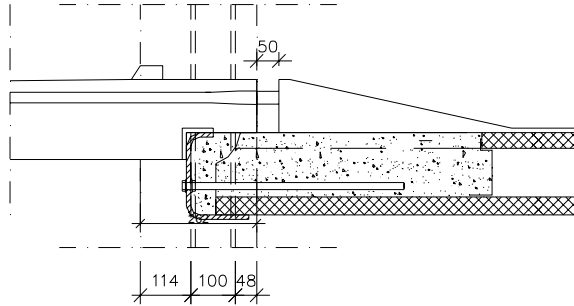


Figur 36 Plattans armering för Stockholm. Tvärkraftsarmeringen i klackarna visas i Figur 37.



Figur 37 Plattans armering i sektion. Tvärkraftsarmeringen består av fyra N-byglar  $\phi 6$ -s40 i den högra delen och fyra N-byglar  $\phi 6$ -s50 i vänstra delen av klacken. Plattans lutning är 1:100. Ritningen är inte skalenlig.

Förstärkningarna kring upplagen gällande tvärkraftsarmeringen är uträknad i bilaga 16 och underkantsarmeringen i klacken är beräknad i bilaga 18. Kontroll mot spjälkning finns i bilaga 13 där det framkommer att kapaciteten är tillräcklig. I klacken finns en vinkelstång L70\*70\*9 som får kontakt med MKC-balkens övre fläns och liv. Den förstärker mot sprickbildning i klacken och gör att fördelningen av tvärkraften och tryckkraften blir jämnare mot MKC-balken. För att den ska hållas på plats finns armeringsjärn ( $3\phi 10$  s100-100) med en lutning på  $45^\circ$  fastsvetsade i vinkelstången se Figur 37. Ingjutningsjärnet PH-MU 25 har längden 1600 mm och måste bockas (för att bibehålla vinkelrätt position mot stålbalken) pga. av täcksjiktsskravet på 25 mm.



**Figur 38** Visar glappet på 50 mm mellan klacken och stålbalken.

Det är viktigt att den gängade stången (M30 kvalitet 8.8 med längden 175 mm) går ut så vinkelrätt som möjligt från ingjutningsjärnet i klacken mot stålbalken. Det finns dock en ganska stor tolerans då stålbalken (Figur 30) har ett glapp på 50 mm (Figur 38) till klacken samt 5 mm bredare hål än den gängade stången i höjddled och 37 mm i sidled. Tack vare glappet på 50 mm är det möjligt att justera balkongplattans lutning genom att spänna eller släppa på muttern (M6M 30 kvalitet 8.8). Om klacken med ingjutningsjärnet inte hamnar rätt i höjddled i förhållande till stålbalken justeras detta med pallning av klacken. Om man sätter hårdgummi under klackarna förbättras stegljudsisoleringen.

## 5 Avslutande kommentarer

### 5.1 Slutsatser och diskussion

De dragstagsburna balkongerna förbättras avsevärt med den nya lösningen där plattan är helt utanför fasaden med hjälp av upplagskonsoler. *Dragstagens bärförmåga är dimensionerande* och kan utnyttjas maximalt då brandkriterierna följs, dessa är:

- att ha mera än fyra fönster (1200\*1200) i en hörnlägenhet
- att inte placera fönster närmare än 800 mm på sidan om balkongen.

*Vinkeln och placeringen av dragstagen är bunden till höjden på räcket av estetiska skäl. Antalet upplagsklackar påverkar inte nedböjningen* avsevärt vilket ledet till att två klackar är att föredra. *Längden på balkongen styrs av pelaravstånden* i stommen då dragstagen är fastsvetsade i dem. Den maximala storleken på dragstagsbalkonger är 3600\*2400h160 (Kiruna, brottgränstillståndet). I ett balkongkoncept skulle dock balkong 3600\*2000h150 vara lämpligare att ha som maximal storlek.

*Lösningen med de inspända balkongerna är flexibel och kan utnyttjas med vilka prefabricerade bjälklag som helst.* Placeringen i sidled är heller inte bunden av stommen, som för fallet med de dragstagsburna balkongerna, utan helt valfri. Klackarnas storlek är avgörande för köldbryggorna och påverkas av storleken på balkongen. *De geometriska begränsningarna styrs av hur stor infästningslösning man är villig att accepterar.* Den inspända balkongen 3600\*1800h180 är lämplig att ha som maximal storlek i ett balkongkoncept. *Den maximala bärförmågan styrs inte av om inspänning sker längs med eller tvärs HD/F bjälklaget.* Om inspänning görs tvärs HD/F bjälklaget måste 3 håldäcksplattors djup utnyttjas.

Pelarburna balkonger kan använda samma fasadupplag som konstruerats för de dragstagsburna balkongerna. *Avståndet på hur långt isär pelarna kan ställas beror helt och hållet på plattjockleken och arkitektens önskemål.*

Vilken balkongtyp man ska ha i ett framtida koncept beror på arkitekten önskemål samt kostnaderna för respektive balkongtyp. Ett alternativ är att ersätta dragstagsburna med pelarburna balkonger i konceptet då dessa är mera flexibla ur alla aspekter. De inspända balkongerna har ett trevligt utseende men är mera komplicerade att tillverka och montera. Om balkonglösningarna ska tillämpas med en fullständigt prefabricerad betongstomme måste vissa modifikationer av infästningslösningarna i denna rapport ske.

### 5.2 Framtida arbete

Framtida arbeten med balkongkonceptet skulle kunna vara att ta fram olika storlekar på balkongtyperna med tillhörande ritningar, övriga bygghandlingar samt kostnadsberäkningar. För statiska lösningar gällande andra storlekar och med annan placering av balkongen, än de som presenteras i denna rapport, kan samma beräkningsmodeller användas som finns i bilagorna.





## 6 Referenslista

- [1] Teknisk Pärn, Skanska Prefab AB:s egen tekniska standard
- [2] Bygga med Prefab, betongelementföreningen
- [3] FEM-analys dragstagsbalkonger samt utvärdering
- [4] BBK 94 Boverkets handbok om betongkonstruktioner, Band1 och band2
- [5] BSK 99 Boverkets handbok om stålkonstruktioner
- [6] AMA 98 Allmän material- och arbetsbeskrivning för husbyggnadsarbeten
- [7] BKR Boverkets konstruktions regler
- [8] Betongkonstruktioners beständighet av Göran Fagerlund
- [9] SBN 1980 svensk byggnorm
- [10] Svensk standard SS 812410, SS 813405 och SS 813416
- [11] BBR Boverkets byggregler
- [12] NR nybyggnadsreglerna
- [13] Kenneth Sandin (1990) Kompendium i byggnadsfysik, Effekt- och energibehov luftströmning utdrag ur värme luftströmning och fukt
- [14] Lars Erik Nevander, Bengt Elmarsson (1994) Fukt handboken praktik och teori
- [15] Gullfiber BSAB K Maj 1995 Boverkets byggregler värmeisolering.
- [16] Eurocodes ENV 1991-2-2
- [17] Sven-Erik Magnusson, Ove Petersson, Jörgen Thor (1974) Brandteknisk dimensionering av stålkonstruktioner, Stålbyggnadsinstitutet SBI
- [18] BSV Boverkets handbok om snö och vindlast
- [19] Skanska Stålteknik, Christer Hessling, personlig kommunikation
- [20] BFS Boverkets författningssamling
- [21] Sven Thelandersson Konstruktionsberäkningar med dator, 1990 andra upplagan
- [22] <http://www.ce.luth.se/~tool/abi050/buller/sld006.htm>, skapad 2002.05.05
- [23] Sortimentkatalog för tung förankring, Witte Byggnadsteknik AB, PFEIFER



## 7 Förteckning över bilagor

1. Laster
2. Lastkombinationer
3. Fjäderkonstantberäkning
4. Dragstagskapacitet
5. Utdata från FEM-design
6. Vridkapacitet
7. Vridmomentet  $T$  och kraftparet  $Q$
8. Brandutredning av lägenhet 1
9. Brandutredning av lägenhet 2
10. Förstärkning av upplagen
11. FEM-krafter
12. Stålbalkens, ingjutningsjärnet och gängans dimensionering
13. Kontroll av spjälkarmering
14. Dragkraftsöverföring till bjälklaget
15. Motvikts beräkning
16. Tvärkraftsarmering
17. Dimensionering av klackarna
18. Underkantsarmering i klacken



Lasterna är framräknade enligt Boverkets konstruktionsregler BKR kap 3 och Boverkets handbok om snö och vindlast BSV

Egentyngd

$$g_k = h \cdot \rho$$

FEM-design räknar själv ut egentyn den på plattan. Detta ger dock en uppskattad egentyngd.

egentyngd		enhet	kommentar
h plattans höjd	0,18	m	exempel på höjd
$\rho$ densitet	24	kN/m <sup>3</sup>	
<b><math>g_k</math> plattans tyngd</b>	<b>4,32</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>	

NYTTIG LAST

$$q_d = \gamma_f q_k$$

eller

$$q_d = \gamma_f q_k \Psi$$

Dimensionerande karakteristiskt värde respektive vanligt värde,  $\gamma_f$  är en partialkoefficient enligt bilagan med lastkombinationer.

BKR 3:4				
tabell a, 5:1 nyttig last	Malmö	Stockholm	Kiruna	enhet
Bunden last				
<b><math>q_k</math> karakteristiskt värde</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
$\Psi$ lastreduktionsfaktor	1	1	1	
Fri last				
<b><math>q_k</math> karakteristiskt värde</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
$\Psi$ lastreduktionsfaktor	0,5	0,5	0,5	kN/m <sup>2</sup>
<b>3:41 linjelast</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>kN/m</b>
$\Psi$ lastreduktionsfaktor	0,5	0,5	0,5	

SNÖ LAST

$$s_k = \mu \cdot C_T \cdot s_o$$

$$s = s_k \Psi$$

BSV				
snölast	Malmö	Stockholm	Kiruna	enhet
$S_0$ grundvärde enligt BSV	1	2	4	kN/m <sup>2</sup>
$\mu$ formfaktor	0,8	0,8	0,8	
$C_T$ termisk koefficient	1	1	1	
<b><math>s_k</math> karakteristiskt värde</b>	<b>0,8</b>	<b>1,6</b>	<b>3,2</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
$\Psi$ lastreduktionsfaktor	0,6	0,7	0,8	
s vanligt värde	0,48	1,12	2,56	kN/m <sup>2</sup>



Sammanställning av laster som används vid beräkning av balkonger. Lastkombinationerna är tagna från BKR 2:32

Lastkombinationer	egentyngd	en variabel last	övriga variabla laster	enhet
LK1	1,0*g <sub>k</sub>	1,3*q <sub>k</sub>	1,0*q <sub>k</sub> *ψ	kN/m <sup>2</sup>
LK8	1,0*g <sub>k</sub>	1,0*q <sub>k</sub>	1,0*q <sub>k</sub> *ψ	kN/m <sup>2</sup>
LK9=(LK7 utan Q <sub>ak</sub> )	1,0*g <sub>k</sub>		1,0*q <sub>k</sub> *ψ	kN/m <sup>2</sup>

Föreskrivna lastkombinationer med partialkoefficient  $\gamma_f$  tagna från tabell a, b och c i BKR 2:32

<b>LK1-nyttiglast huvudlast</b>	Malmö	Stockholm	Kiruna	enhet
utbredd last	7,40	8,04	9,48	kN/m <sup>2</sup>
linjelast	2,6	2,6	2,6	kN/m

<b>LK1-snölast huvudlast</b>	Malmö	Stockholm	Kiruna	enhet
utbredd last	6,36	7,40	9,48	kN/m <sup>2</sup>
linjelast	1	1	1	kN/m

<b>LK8-nyttiglast huvudlast</b>	Malmö	Stockholm	Kiruna	enhet
utbredd last	6,80	7,44	8,88	kN/m <sup>2</sup>
linjelast	2	2	2	kN/m

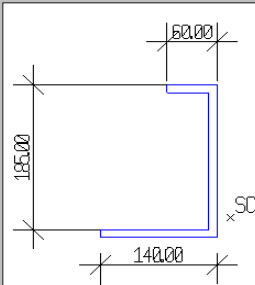
<b>LK8-snölast huvudlast</b>	Malmö	Stockholm	Kiruna	enhet
utbredd last	6,12	6,92	8,52	kN/m <sup>2</sup>
linjelast	1	1	1	kN/m

<b>LK7 och LK9</b>	Malmö	Stockholm	Kiruna	enhet
utbredd last	5,80	6,44	7,88	kN/m <sup>2</sup>
linjelast	1	1	1	kN/m



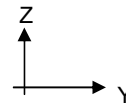


Beräkning av fjäderkonstanten med hjälp av WIN-statik programmet ramanalys version 4.24



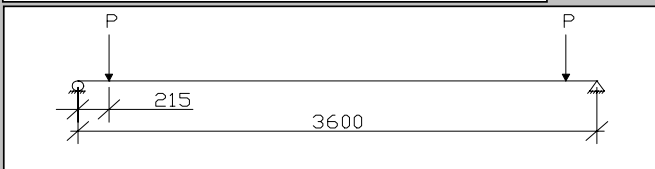
Sectional data	
A	= 3750 mm <sup>2</sup>
P	= 770.0 mm
A/P	= 4.870 mm
Y <sub>g</sub>	= 106.7 mm
Z <sub>g</sub>	= 77.77 mm
Y <sub>s</sub>	= 155.7 mm
Z <sub>s</sub>	= 27.37 mm
I <sub>y</sub>	= 20135046 mm <sup>4</sup>
I <sub>z</sub>	= 5774983 mm <sup>4</sup>

A=area  
 P=omkrets  
 I=tröghetsmoment  
 Index:  
 g=tyngpunkten  
 s=skjuvcentrum



Figuren ovan visar MKC-balken och dess sektiondata taget ur FEM-design m h a dessa värden beräknas nedböjningen i programmet Ramanalys. Elasticitetsmodulen är på 210 GPa.

Dragtagsbalkongernas fjäderkonstant i upplagen

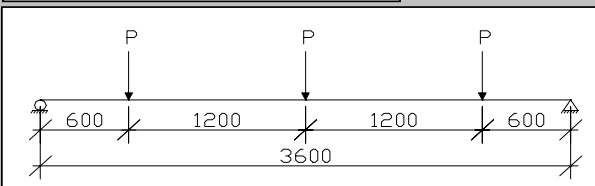


Lasterna placeras där balkongens stöd kommer att vara, alltså 215mm in från respektive pelare. I modellen är balken 3600mm lång och fritt upplagd, P= 1kN.

Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
v nedböjning	0,018	mm	från ramanalys
P punktlast	1	kN	
k fjäderkonstant	55556	kN/m	

$$k = \frac{P}{v}$$

Inspända balkongers fjäderkonstant



Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
v <sub>mittupplag</sub> nedböjning	0,451	mm	från ramanalys
v <sub>kantupplag</sub> nedböjning	0,23	mm	från ramanalys
P punktlast	1	kN	
k <sub>mittupplag</sub> fjäderkonstant	2217	kN/m	fjäderupplag
k <sub>kantupplag</sub> fjäderkonstant	4348	kN/m	fjäderupplag
k <sub>mittupplag</sub> linjelast bredd=0,4	5543	kN/m/m	utbredd
k <sub>kantupplag</sub> linjelast bredd=0,4	10870	kN/m/m	utbredd

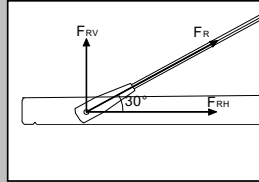
$$k = \frac{P}{v}$$



Sammanfattning av resultat från de olika lastfallen gällande dragstagen och plattans nedböjning. Dragstagen är placerade 1700mm från fasaden.

## DRAGSTAGSKAPACITET

	$F_R$	$F_{RV}$
BRAND	73	36,5
BROTT	61	30,5

Dragstagslutning  
grader radianer

30	0,523599
----	----------

## BRANDBELASTNING LK7

PLATTA [m]	HÖJD [mm]	Dimensioneringslast $F_s$ (kN)			utnyttjandegrad $\eta$		
		KIRUNA	STHL	MALMÖ	KIRUNA	STHL	MALMÖ
3,6*1,8	150	13	10,5	9,4	36%	29%	26%
<b>3,6*2,0</b>	<b>150</b>	<b>15,6</b>	<b>12,6</b>	<b>11,2</b>	<b>43%</b>	<b>35%</b>	<b>31%</b>
3,6*2,2	160	18,8	15,3	13,5	52%	42%	37%
3,6*2,4	160	22	17,6	15,6	60%	48%	43%

## BROTTGRÄNSTILLSTÅNDET LK1

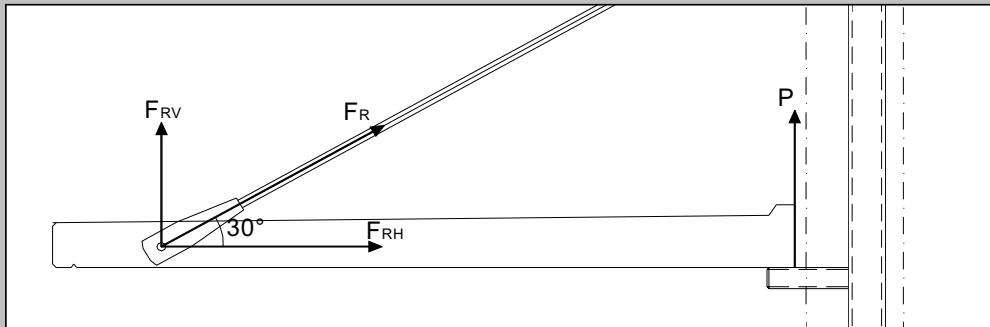
PLATTA [m]	HÖJD [mm]	Dimensioneringslast $F_s$ (kN)			utnyttjandegrad $\eta$		
		KIRUNA	STHL	MALMÖ	KIRUNA	STHL	MALMÖ
3,6*1,8	150	18,5	16	14,9	61%	52%	49%
<b>3,6*2,0</b>	<b>150</b>	<b>22,1</b>	<b>19</b>	<b>17,6</b>	<b>72%</b>	<b>62%</b>	<b>58%</b>
3,6*2,2	160	26,4	22,8	21	87%	75%	69%
3,6*2,4	160	30,6	26,2	24,2	100%	86%	79%

## Nedböjning (tillfällig olägenhet LK9)

PLATTA [m]	HÖJD [mm]	enheten är i mm		
		KIRUNA	STHL	MALMÖ
3,6*1,8	150	8,6	6,8	6
<b>3,6*2,0</b>	<b>150</b>	<b>9,6</b>	<b>7,7</b>	<b>6,8</b>
3,6*2,2	160	9,5	7,6	6,8
3,6*2,4	160	11,6	9,3	8,3



## Utdata från FEM-design gällande balkong 3600\*2000\*h150.



Beskrivning av krafterna och beteckningar.

Brottgränstillståndet	Kiruna	Stockholm	Malmö	enhet
$F_{RV}$	22,1	19	17,6	kN
$F_{RH}$	38,3	29,2	27,0	kN
$F_R$ Dragstagslast	44,2	38	35,2	kN
P Fasadupplag	12,2	10,1	9,1	kN

Brandfallet	Kiruna	Stockholm	Malmö	enhet
$F_{RV}$	15,6	12,6	11,2	kN
$F_R$ Dragstagslast	31,2	25,2	22,4	kN
P Fasadupplag	10	7,9	6,9	kN

Tillfällig olägenhet (LK9)	Kiruna	Stockholm	Malmö	enhet
nedböjning	9,6	7,7	6,8	mm



## Kontroll på den befintliga konstruktionen vridkapacitet

## Dragkapacitet av helgängad stång M16 8.8 (raskoppling)

Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
$f_{yd}$ sträckgränsvärde	533,3	MPa	SK3
$A_S$ skruvens spänningsarea	157	mm <sup>2</sup>	
<b><math>F_{Rtd}</math> kapacitet vid dragning</b>	<b>84</b>	<b>kN</b>	<b>&gt;28,3 Bil.7</b>

$$F_{Rtd} = A_s \cdot f_{yd}$$

enligt BSK 99 kap 6:431

## Vidhäftningskapacitet av gängad stång (raskoppling)

$$F_d = (\pi \cdot \phi) \cdot l \cdot f_b$$

Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
$f_{ct}$ draghållfasthet för betong	1,08	MPa	SK3, K40
$\eta$ kamstång	1,40	mm <sup>2</sup>	kamstång
$f_b$ vidhäftningsspänning	1,51	MPa	
Omkrets $\phi=14$ mm	44	mm	
längd	500	mm	
<b><math>F_d</math></b>	<b>33,6</b>	<b>kN</b>	<b>&gt;28,3 Bil.7</b>

$$f_b = \eta \cdot f_{ct}$$

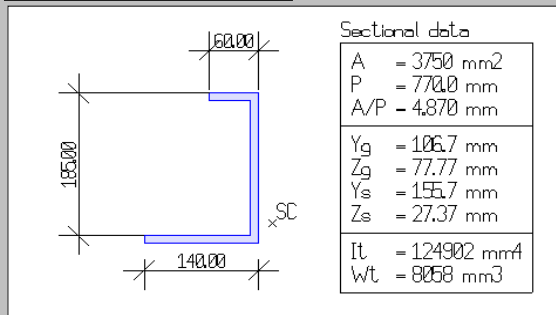
enligt BBK 94 kap. 3.9.1.2 sid 83

## Tryckkraftskapacitet i ovankant på betongen

Beteckningar och förklaringar			kommentar
$f_{cc}$ tryckhållfasthet för betong	15,8	MPa	SK3, K40
$h$ höjden ovanför ursparing	0,035	m	kamstång
<b><math>F_d</math></b>	<b>553</b>	<b>kN/m</b>	<b>OK!</b>

$$F_d = f_{cc} \cdot h$$

## Vridmomentkapacitet



Sectional data kommer från FEM-designs section editor.

$$T_{Rd} = 0,58 Z_v \times f_{yd}$$

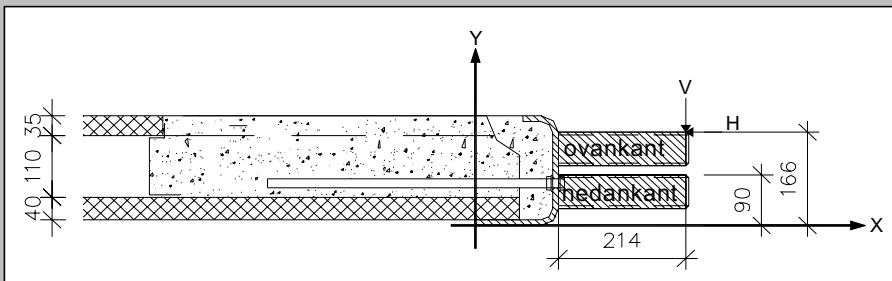
Ren vridning BSK 99 kap 6:271. Beräkningen görs som en kontroll på  $T_{rd}$ . Obs. att endast det elastiska vridmotståndet används i beräkning.

Beteckningar och förklaringar		kommentar
$f_{yd}$ sträckgränsvärde	229	MPa S275, SK3
$W_t$ elastiskt vridmotstånd	8058	mm <sup>3</sup> eg plastiskt
<b><math>T_{rd}</math> vridmomentkapacitet</b>	<b>1,07</b>	<b>kNm kontroll</b>



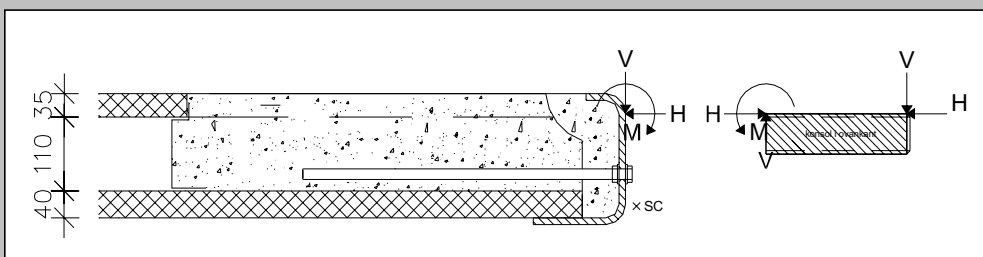


## Beräkning på storleken av vridmomentet T och kraftparet Q



Figuren ovan visar konsolens placeringsmöjligheter i ovan och underkant. Avståndet till x-axeln från lasterna V och H. Placeringen av origo i beräkningen nedan.

Indata och förklaring	platta 3600*2000h150		
	konsolens placering	ovankant	nedankant
H horisontal last (från bilaga 5)	38,3	38,3	kN
V vertikal last (från bilaga 5)	12,2	12,2	kN
$x_{sc}$ skjuvcentrum	155,7	155,7	mm
$y_{sc}$ skjuvcentrum	27,37	27,37	mm

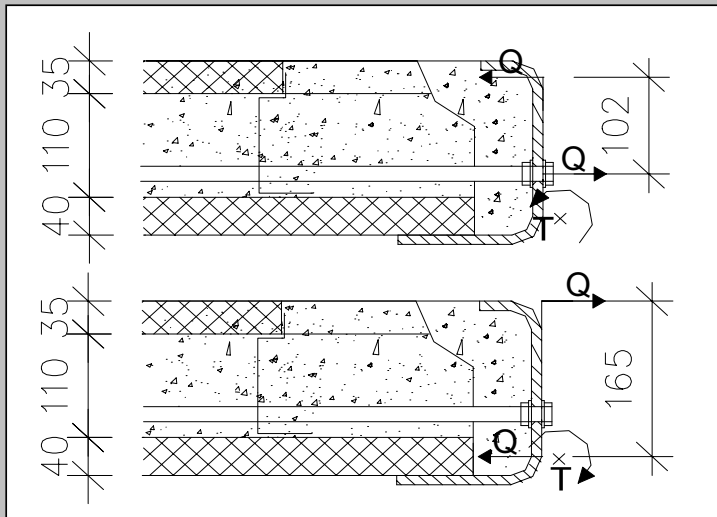


Frilägningen ovan används vid vridmomentberäkningen runt skjuvcentrum SC då konsolen är i ovankant. En liknande friläggning görs då konsolen är i underkant.

$$T = M - H \cdot y - V \cdot x$$

Vridmomentberäkning kring SC	ovankant	nedankant	enhet
M ( $V \cdot 214$ )	2611	2611	kNm
H	38,3	38,3	kN
y hävarm till SC	138,6	62,6	mm
V	12,2	12,2	kN
x hävarm till SC	15,7	15,7	mm
T vridmoment	-2,9	0,02	kNm

Förklaring på hur vridmomentet T tas upp i konstruktionen och vilken storlek reaktionskraften Q får.



FALL 1

FALL 2

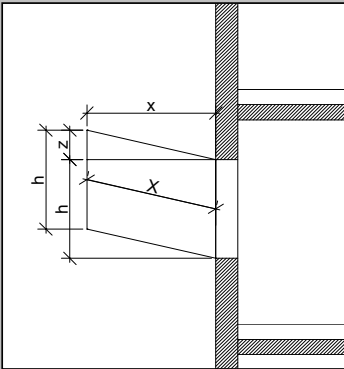
I den övre figuren, fall1, verkar vridmomentet T enligt figuren vilket medför ett tryck i ovankant av MKC-balken. Betongskiktet ovanför ursparingen i HD/F bjälklaget tar upp trycket medan stången tar draget. Hävarmen för reaktionskraftparen blir då 102mm.

I den undre figuren, fall2, verkar vridmomentet T enligt figur vilket medför drag i ovankant. Draget blir väldigt litet och någon förstärkning är inte aktuell. Se tabellen nedan. Trycket tas upp av betongskiktet under ursparingen i HD/F bjälklaget.

Fall	1	2	enhet
T vridmoment	-2,9	0,02	kNm
h hävarm	102	165	mm
<b>Q reaktionskraft</b>	<b>-28,3</b>	<b>0,1</b>	<b>KN</b>

$$Q = \frac{T}{h}$$

Beräkning med Eurocode för standardlägenhet 1 (ENV 1991-2-2 C.5.2 forced draught)



Beskrivning av ingående parametrar i sektion.

$$R = \frac{L}{\tau_f} \quad L = A_F \cdot Q$$

Beteckningar och förklaringar		enhet
Q brandbelastning	10	kg trä/m <sup>2</sup>
A <sub>F</sub> lägenhetsyta	58	m <sup>2</sup>
L brand last	576	kg trä
τ <sub>f</sub> tidangivelse för fri brand	1200	s
<b>R brandens hastighet</b>	<b>0,48</b>	<b>kg trä/s</b>

b fönsterbredd	1,20	m
h fönsterhöjd	1,20	m
n antal fönster	4	st
A <sub>w</sub> summan av fönsterareor	5,76	m <sup>2</sup>

area av golv och tak	115	m <sup>2</sup>
area av väggarna (vägghöjd 2850mm)	87	m <sup>2</sup>
A <sub>T</sub> total area exl. fönster	196	m <sup>2</sup>

$\psi = L / (A_w \cdot A_t)^{1/2}$	17,14	kg trä/m <sup>2</sup>
T <sub>a</sub> initial temperatur	293	K

$$T_f = 1200(1 - e^{-0,04\psi}) + T_a$$

<b>T<sub>f</sub> brand temperatur</b>	<b>888</b>	<b>K ; °C</b>	<b>615</b>
---------------------------------------	------------	---------------	------------

$$z \approx 11 \frac{R}{A_w^{1/2}} - h \quad \text{då } u=6 \text{ m/s} \quad x = 0,605 \left( \frac{u^2}{h} \right)^{0,22} (z + h)$$

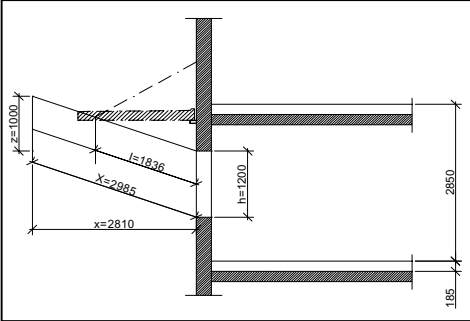
w summan av alla väggars fönsterbredder	4,80	m
z flamhöjd	1,00	m
x horisontell projektion av flamman	2,81	m
w <sub>z</sub> bredden på flamman w <sub>z</sub> =w+0,4x	5,93	m

$$X = (z^2 + x^2)^{1/2}$$

<b>X flamlängd längs axeln</b>	<b>2,985</b>	<b>m</b>
--------------------------------	--------------	----------

$$T_o = \frac{520}{1 - 0,019 \cdot X(A_w)^{1/2} / R} + T_a$$

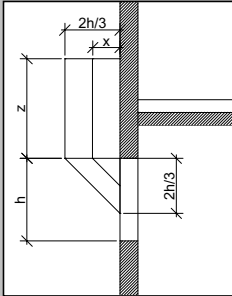
<b>T<sub>o</sub> flamtemperatur på fönstret</b>	<b>1019</b>	<b>K ; °C</b>	<b>746</b>
---	-------------	---------------	------------



$$T_z = \left( 1 - 0,019 \frac{I(A_w)^{1/2}}{R} \right) (T_o - T_a) + T_a$$

<b>l axellängden till beräkningspunkten</b>	<b>1,84</b>	<b>m</b>	
<b>T<sub>z</sub> flamtemperatur längs med axeln</b>	<b>892</b>	<b>K ; °C</b>	<b>619</b>

Beräkning med Eurocode för standardlägenhet 2 (ENV 1991-2-2  
C.5.1 No forced draught)



Beskrivning av ingående parametrar i sektion.

$$R = \min \left( \frac{L}{\tau_F}; 0,18(1 - e^{-0,036\eta}) A_w \left( h \frac{W}{D} \right)^{1/2} \right) \quad L = A_F \cdot Q$$

Beteckningar och förklaringar		enhet
Q brandbelastning	10,00	kg trä/m <sup>2</sup>
A <sub>F</sub> lägenhetsyta	54,00	m <sup>2</sup>
L brand last	540,00	kg trä
τ <sub>F</sub> tidangivelse för fri brand	1200,00	s
<b>R brandens hastighet</b>	<b>0,45</b>	<b>kg trä/s</b>
b fönsterbredd	1,20	m
h fönsterhöjd	1,20	m
n antal fönster	5	st
A <sub>w</sub> summan av fönsterareor	7,20	m <sup>2</sup>
area av golv och tak	108,00	m <sup>2</sup>
area av väggarna	90,06	m <sup>2</sup>
A <sub>T</sub> total area exl. fönster	190,86	m <sup>2</sup>
η = A <sub>t</sub> / A <sub>w</sub> * h <sup>1/2</sup>	29,04	m <sup>-1/2</sup>
W bredden på väggar med fönster	10,80	m
D djupet på lägenheten	5,00	m
<b>R brandens hastighet</b>	<b>1,35</b>	<b>kg trä/s</b>
$T_f = 6000 \frac{(1 - e^{-0,1\eta})}{\eta^{1/2}} (1 - e^{-0,05\psi}) + T_a$		
ψ = L / (A <sub>w</sub> * A <sub>t</sub> ) <sup>1/2</sup>	14,57	kg trä/m <sup>2</sup>
T <sub>a</sub> initieell temperatur	293,00	K
<b>T<sub>f</sub> brand temperatur</b>	<b>837,40</b>	<b>K ; °C</b>

$$z = 12,8 \left( \frac{R}{W} \right)^{2/3} - h$$

då  $\rho=0,45 \text{ kg/m}^3$  och  $g=9,81$

$$z_{balkong} = z - h_a \sqrt{2}$$

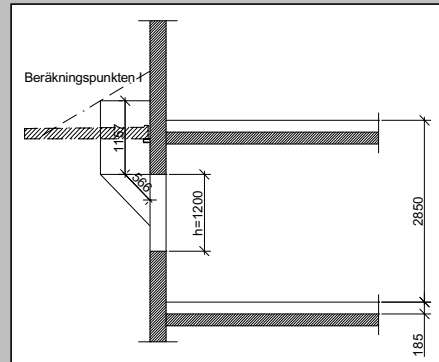
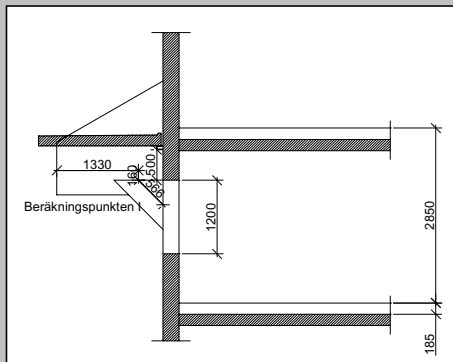
w summan av alla väggars fönsterbredder	6,00	m
<b>z flamhöjd utan balkong</b>	<b>1,08</b>	<b>m</b>
flammans djup $2h/3$	0,80	m
b flammans bredd	1,20	m
x horisontell projektion av flammen $h/3$	0,40	m
x horisontell projektion med balkong $x+h_a$	2,40	
$h_a$ plattans djup	2,00	m
<b><math>z_{balkong}</math> flamhöjd med balkong</b>	<b>-1,75</b>	<b>m</b>

$$X = z + \frac{h}{2}$$

<b>X flamlängd längs axeln-utan balkong</b>	<b>1,68</b>	<b>m</b>
<b>X flamlängd längs axeln-med balkong</b>	<b>-1,15</b>	<b>m</b>

$$T_0 = 520 / \left( 1 - 0,027 \left( X \cdot \frac{R}{W} \right) \right) + T_a$$

<b><math>T_0</math> flamtemperatur på fönstret -utan balkong</b>	<b>1605</b>	<b>K ; °C</b>	<b>1332</b>
<b><math>T_0</math> flamtemperatur på fönstret -med balkong</b>	<b>661</b>	<b>K ; °C</b>	<b>388</b>



Visar var beräkningspunkten I är för dragstagen med balkong och utan (vid sidan om balkongen).

$$T_z = (T_0 - T_a) \left( 1 - 0,027 \left( I \cdot \frac{w}{R} \right) \right) + T_a$$

I axellängden till beräkningspunkten-utan balkong	1,723	m	
I axellängden till beräkningspunkten-med balkong	2,056	m	
<b>T<sub>z</sub> flamtemperatur längs med axeln-utan balkong</b>	<b>1334</b>	<b>K ; °C</b>	<b>1061</b>
<b>T<sub>z</sub> flamtemperatur längs med axeln-med balkong</b>	<b>570</b>	<b>K ; °C</b>	<b>297</b>

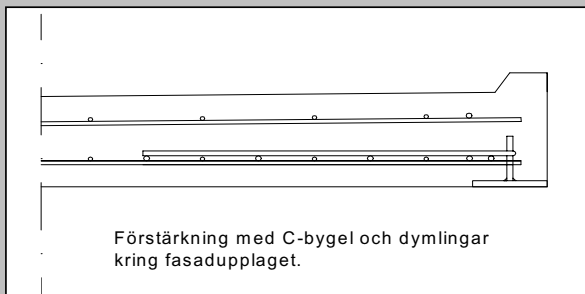
Kontroll av temperaturen vid klacken. Här är axelländan till beräkningspunkten 566+500=1066 för fallet med balkong.

I axellängden till beräkningspunkten-med balkong	1,066	m	
<b>T<sub>z</sub> flamtemperatur längs med axeln-med balkong</b>	<b>614</b>	<b>K ; °C</b>	<b>341</b>





## Förstärkningsberäkning för upplagen kring dragstagen och fasaden



Kapaciteten ska vara större än den horisontella lasten från dragstagen på  $F_{RH}=38,3\text{kN}$  i dymlingarna.

## Kapaciteten av dymlingarna

Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
$\Phi$ diametern	16	mm	
$f_{cc}$ tryckhållfasthet för betong	15,8	MPa	SK3, K40
$f_{st}$ draghållfasthet för stål	362,0	MPa	SK3, K500
n antal	2	st	
<b><math>F_{dym}</math> kapaciteten</b>	<b>39</b>	<b>kN</b>	<b>&gt;38,3 ok</b>

$$F_{dym} = \Phi^2 \sqrt{f_{cc} \cdot f_{st}}$$

Betonghandboken-upplagskonstruktioner kap 6.8 s.751 eller Bygga med prefab-anslutningar sid. 8.

## Vidhäftning av C-bygeln i betongen (gäller främst pelarburna)

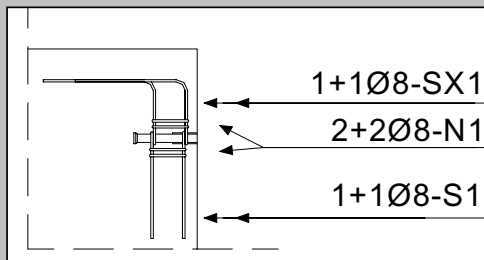
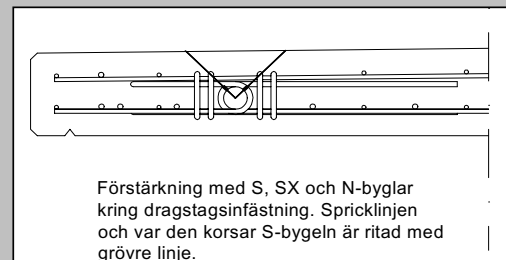
Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
$f_{ct}$ tryckhållfasthet för stål	1,08	MPa	SK3, K40
$\eta$ kamstång	1,40	mm <sup>2</sup>	kamstång
<b><math>f_b</math> vidhäftningskapacitet</b>	<b>1,51</b>	<b>MPa</b>	
Omkrets	50	mm	2st $\phi=8$
längd	500	mm	
<b><math>F_d</math> c-bygelns kapacitet</b>	<b>38,0</b>	<b>kN</b>	<b>ok</b>

enligt BBK 94 kap. 3.9.1.2 sid 83

$$f_b = \eta \cdot f_{ct}$$

$$F_d = f_b \cdot A$$

A=omkrets\*längd



## Kontroll av S-byglarnas dragkapacitet. Figur t.v. i sektion t.h. i plan

Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
$A_s$ armeringsarea	50,2	mm <sup>2</sup>	$\phi=8$
$f_{st}$ draghållfasthet för stål	362,0	MPa	SK3, K500
n antal skär	4	antal	
<b><math>F_R</math> dragkapaciteten</b>	<b>73</b>	<b>kN</b>	<b>&gt;22,1 ok</b>

Dragkapaciteten ska vara större än de vertikala lasterna  $F_{RV}=22,1\text{kN}$ . Se Bygga med prefab-anslutningar sid. 16.

$$F_R = f_{st} \cdot A_s \cdot n$$



Utdata från FEM-Design för inspända balkonger
---

3600*1800h180 i Stockholm
---------------------------

	klack 1	klack2	klack3	enhet	totalt
$V_s$ tvärkraft	<b>21,9</b>	13,1	<b>21,9</b>	kN	56,9
$M_d$ moment	<b>21,7</b>	20,7	<b>21,7</b>	kNm	<b>64,1</b>
k fjäderkonstant	4348	2217	4348	kN/m	
nedböjningen i ytterkant av plattan är 5mm (LK9 tillfällig olägenhet)					

3600*1800h180 i Kiruna
------------------------

	klack 1	klack2	klack3	enhet	totalt
$V_s$ tvärkraft	<b>24,4</b>	15,1	<b>25,4</b>	kN	64,9
$M_d$ moment	<b>25,0</b>	23,9	<b>25,0</b>	kNm	73,9
k fjäderkonstant	4348	2217	4348	kN/m	
nedböjningen i ytterkant av plattan är 6mm (LK9 tillfällig olägenhet)					



Kontroll av tvärkraft i plåten BSK99 6:26

$$V_{Rd} = 0,50 \cdot A \cdot f_{yd}$$

Plåt 120*120*25		enhet	kommentar
$f_{yd}$ hållfasthet S275 t=25	221	MPa	SK3 S275
A tvärsnittsarean för livet exl. Hål	0,00215	m <sup>2</sup>	
<b><math>V_{Rd}</math> tvärkraftskapacitet för plåten</b>	<b>238</b>	<b>kN</b>	<b>&gt;173 (bilaga 17)</b>

Kontroll av dragkraftkapacitet av den hopsvetsade balkens minsta tvärsnittsarea, enligt BSK 99 6:22

$$N_{Rtd} = f_{yd} A_{gr}$$

Stålbalkens minsta tvärsnitt		enhet	kommentar
$f_{yd}$ hållfasthet S275 t=10mm	229	MPa	SK3 S275
Agr bruttoarea (0,01*0,12)	0,0012	m <sup>2</sup>	
<b><math>N_{Rtd}</math> dragstagskapacitet</b>	<b>274,8</b>	<b>kN</b>	<b>&gt;173 (bilaga 17)</b>

Dimensionering av ingjutningsjärnet i klacken samt tillhörande skruv

Val av ingjutningsjäm (PFEIFER) från katalog

PH-MU 25		enhet	kommentar
$F_{dim SK1}$	213	kN	
<b><math>F_{dim SK3}</math> dimensioneringsvärde för brott</b>	<b>177,5</b>	<b>kN</b>	<b>&gt;173 (bilaga 17)</b>
gänga	M30		
$d_s$	25	mm	
L förankringslängd	300	mm	

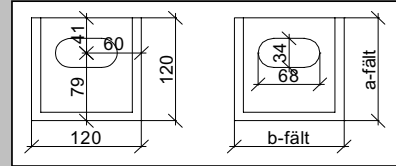
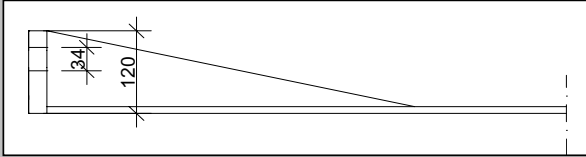
Kontroll av den helgängade stängen, M30 kvalitet 8.8 med längden 175mm enligt BSK 99 6:431

$$F_{Rtd} = f_{yd} \cdot A_s$$

Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
$f_{yd}$ skruvens brotthållfasthet	533	MPa	8.8 SK3
As stängens spänningsarea M30	561	m <sup>2</sup>	M30
<b><math>F_{Rtd}</math> kapacitet vid dragning</b>	<b>299</b>	<b>kN</b>	<b>&gt;173 (bilaga 17)</b>
<b>Tillhörande Mutter M6M 30 kvalitet 8.8</b>			

Dimensionering av plåten, balken, ingjutningsjärnet och skruven för balkong i Stockholm

Indata för beräkningarna



Den specialtillverkade balken visas i sektion. Kant och centrumavstånd enligt BSK 99 6:45

$$W = \frac{bh^2}{6}$$

$$Z = \frac{bh^2}{4}$$

$$\eta = \frac{Z}{W}$$

Beräkningen är approximerad så att punktlasten antas verka i mitten av plåten. Hålet i plåten har dock tagits i beaktande vid beräkning av böjstyvheten.

Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
F dragkraft	173	kN	bilaga 17
A arean av plåten	0,0144	m <sup>2</sup>	0,12*0,12
q utbredd punktlast (P/A)	12014	kN/m <sup>2</sup>	
<b>Plåt 120*120*25</b>			
t plåt tjocklek	0,025	m	
b bredd för plåten exl. hål	0,052	m	0,12-0,068
h höjd för plåten exl. hål	0,086	m	0,12-0,034
<b>Böjmotståndet i för b-fält</b>			
w elastiskt böjmotstånd	8,958E-06	m <sup>3</sup>	
z plastiskt böjmotstånd vid	1,344E-05	m <sup>3</sup>	
η	1,5	högst=1,25	
<b>Böjmotståndet i för a-fält</b>			
w elastiskt böjmotstånd vid	5,417E-06	m <sup>3</sup>	
z plastiskt böjmotstånd vid	8,125E-06	m <sup>3</sup>	
η	1,5	högst=1,25	

Kontroll av böjmoment i plåten BSK 99:243

$$M = f \cdot W \cdot \eta$$

Tabellmetoden för tresidig upplagd plåt där b betecknar den fria sidan. Upplagen är fast inspända, se LTH:s formelsamling (FS) från konstruktionsteknik eller i Betonghandboken för metodbeskrivning.

$$m = \alpha \cdot q \cdot b^2$$

Plåt 120*120*25	a-fält	b-fält	enhet
α konstant från tabell 3.6 i FS	0,047	0,0851	
b spännvidd för plattremsa	0,12	0,12	m
m moment för en meter plattbredd	8,1	14,7	kNm/m
<b>M moment för aktuell plattbredd</b>	<b>1,0</b>	<b>1,8</b>	<b>kNm</b>
<b>f spänning i plåten</b>	<b>144</b>	<b>158</b>	<b>MPa</b>

OK! Då spänningen i plåten är mindre än kapaciteten på 221 Mpa (S275,SK3, tjocklek 25mm)

Spjälkning under lokalt tryck. Se BBK 94 band 1, kap 3.10 sid. 101 för information om beräkningsgång och beteckningar.

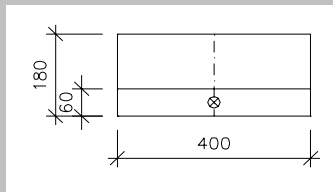
Indata och förklaring		enhet
$f_{ct}$	1,08	MPa
$f_{cc}$	15,8	MPa
A tryckytans storlek	0,024	m <sup>2</sup>
A1 symmetriskt tryckyta	0,00576	m <sup>2</sup>
$\beta (=A1/A)$	0,24	

Kapaciteten är det värde som är störst av följande formler.

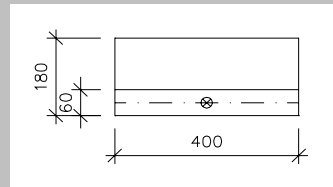
$$F_{R1} = 0,75 \cdot a \cdot b \cdot f_{ct}$$

$$F_{R2} = (0,5 + \beta) A \cdot f_{cc}$$

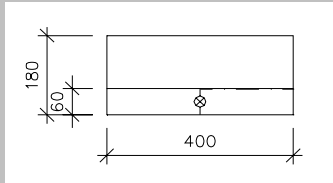
Fall1		enhet
a	0,18	m
$b_1$	0,4	m
b	3,2	m
$F_{R1}$	467	kN



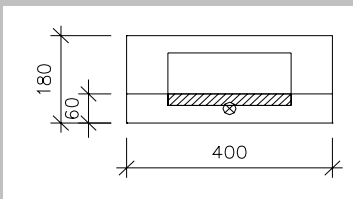
Fall1		enhet
a	0,4	m
$b_1$	0,06	m
b	0,48	m
$F_{R1}$	156	kN



Fall2		enhet
a2	0,06	m
a3	0,2	m
a	0,26	m
$b_1$	0,4	m
b	3,2	m
$F_{R1}$	674	kN



$F_{R2}$	281	kN
----------	-----	----



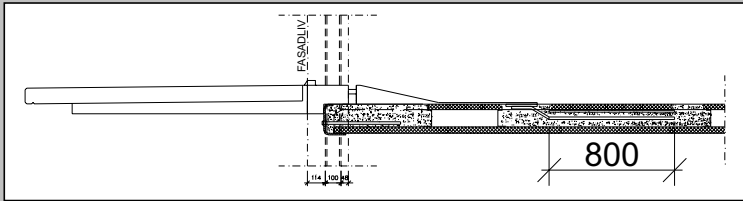
Figuren visar den andel  $\beta (=A_1/A)$  som sammanfaller med tryckytan. Se BBK 94 för ytterligare information.

Kapaciteten för spjälkning är 281kN. Tryckkraften från kraftparet i Stockholm är 173 kN < 281kN ok!





Balkongens förankring i HD/F bjälklag som ligger längst med dragkraften.



$$f_b = \eta \cdot f_{ct}$$

enligt BBK 94 kap. 3.9.1.2 sid 83

$$F_d = f_b \cdot A$$

A=omkrets\*längd

Beteckningar och förklaringar	enhet	kommentar
$f_{ct}$ draghållfasthet för betong	1,08	MPa
$\eta$ från tabell 3.9.1.2 kamstång	1,40	mm <sup>2</sup>
<b><math>f_b</math> vidhäftningsspänning</b>	<b>1,51</b>	<b>MPa</b>
Omkrets	50	mm
längd	800	mm
n antal	3	
<b><math>F_d</math> förankringskapacitet</b>	<b>181,4</b>	<b>kN</b>
		<b>&gt;173kN Bilaga 17</b>

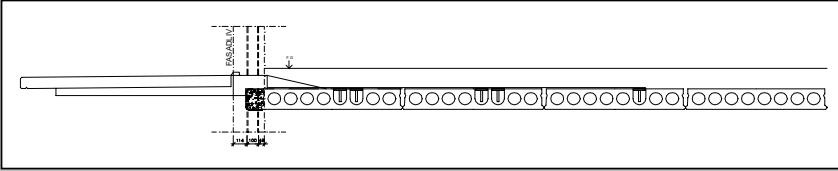
Dragkapaciteten av armeringsjärn

$$F_{Rtd} = A_s \cdot f_{yd}$$

Beteckningar och förklaringar	enhet	kommentar
$f_{st}$ draghållfasthet för stål	362	MPa
$A_s$ tvärsnittsarea	201	mm <sup>2</sup>
n antal	3	
<b><math>F_{Rtd}</math> kapacitet vid dragning</b>	<b>218</b>	<b>kN</b>
		<b>&gt;173kN Bilaga 17</b>

Kapaciteten är ok med 3 $\phi$ 16 armeringsjärn B500BT, vilket innebär att tre hål utnyttjas för infästningen.

Balkongens förankring i HD/F bjälklag som ligger tvärs med dragkraften.



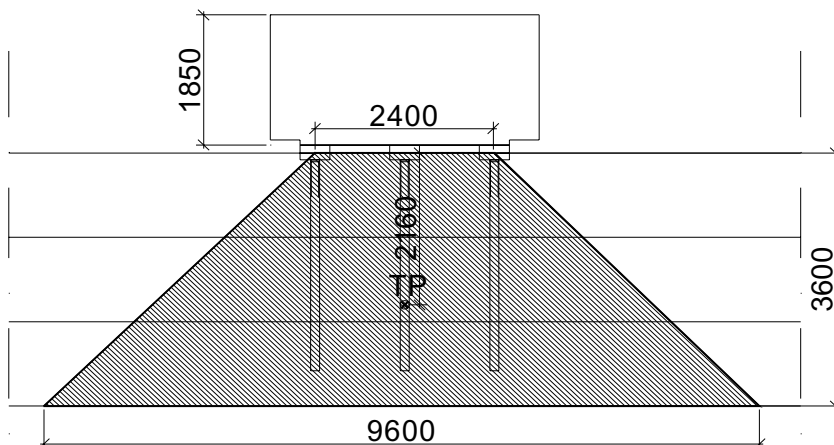
$$F_{dym} = \Phi^2 \sqrt{f_{cc} \cdot f_{st}}$$

Betonghandboken- upplagskonstruktioner kap 6.8 s.751 eller  
Bygga med prefab-anslutningar sid. 8.

Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
$\Phi$ diametern	16	mm	
$f_{cc}$ tryckhållfasthet för betong	15,8	MPa	SK3, K40
$f_{st}$ draghållfasthet för betong	362,0	MPa	SK3, K500
n antal	10	st	
<b><math>F_{dym}</math> kapaciteten</b>	<b>194</b>	<b>kN</b>	<b>&gt;173kN Bilaga 17</b>

OBS, det finns även en färdigt dimensionerad dymlingsplåt i teknisk pärm, [1] pos 0341

Beräkning på hur många HD/F plattors egentyng som behövs för att balansera balkongen i Stockholm



Figuren ovan visar vilken area som behövs för att balansera balkongen samt måtten som används i uträkningen med tre håldäck.

Med två håldäcks influensarea

$$M_r = G \cdot x$$

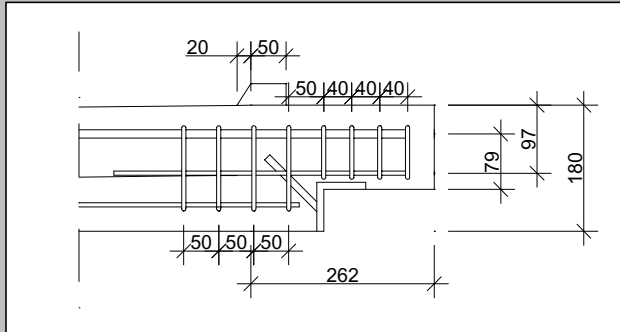
HD/F 120/19-1			kommentar
egt HD/F	2,91	kN/m <sup>2</sup>	fogad HD/F platta
utnyttj. Area	11,52	m <sup>2</sup>	3 HD/F bjälklagsplattornas influensarea
G egentyngd	33,5	kN	egentyngd från influensarea
x hävarm	1,4	m	längd till tyngdpunkten från klackarna
<b>M<sub>r</sub></b>	<b>47</b>	<b>kNm</b>	<b>mothållande moment från egt bjälklag</b>
M <sub>s</sub>	64,1	kNm	momentet från balkongen >47kNm ej ok!

Med tre håldäcks influensarea, se figuren ovan

HD/F 120/19-1			kommentar
egt HD/F	2,91	kN/m <sup>2</sup>	fogad HD/F platta
utnyttj. Area	21,6	m <sup>2</sup>	3 HD/F bjälklagsplattornas influensarea
G egentyngd	62,9	kN	egentyngd från influensarea
x hävarm	2,16	m	längd till tyngdpunkten från klackarna
<b>M<sub>r</sub></b>	<b>136</b>	<b>kNm</b>	<b>mothållande moment från egt bjälklag</b>
M <sub>s</sub>	64,1	kNm	momentet från balkongen <136 ok!



Kontroll av klackarnas tvärkraftskapacitet för inspänd balkong  
3600\*1800h180 i Stockholm enligt BBK 94:3.7



Figuren visar de viktigaste måtten, där 79mm är effektiv tvärsnittshöjd (d) i snittet där tvärkraftsarmeringen är

Dimensionerande krafter från FEM-design			kommentar
Beteckningar och förklaringar		enhet	
V störst tvärkraft i klack 1 och 3	21,9	kN	bilaga 11
Normalkraft	173	kN	bilaga 17

Dimensionerande värden, SK3		enhet
$f_{cc}$ tryckhållfasthet för betong	15,8	MPa
$f_{ct}$ draghållfasthet för betong	1,08	MPa
$f_{st}$ draghållfasthet för stål	362	MPa
$E_s$ armeringstålets elasticitetsmodul	159	GPa

$$V_c = b_w \cdot d \cdot f_v \quad f_v = \xi(1 + 50 \cdot \rho) \cdot 0.30 \cdot f_{ct}$$

$$\rho = \frac{A_{s0}}{b_w d}$$

BBK 94:3.7.3.2		enhet	kom.
$A_{s0}$ Böjarmeringsarea	559	mm <sup>2</sup>	
$b_w$ balklivets minsta bredd	0,4	m	
d effektiv tvärsnittshöjd	0,079	mm	
<b><math>\rho</math> geometrisk armeringsandel</b>	<b>0,018</b>		
$\xi$ för $d < 0,2m$	1,4		
<b><math>f_v</math> betongens formella skjuvhållfasthet</b>	<b>0,855</b>	<b>MPa</b>	
<b><math>V_c</math> Betongens tvärkraftskapacitet</b>	<b>27,0</b>	<b>kN</b>	

BBK 94:3.7.3.5 inverkan av normalkraft		enhet	kom.
$V_c$ minskas med $0,1 \cdot N$ (ty dragande normalkraft)	17,3	kN	
<b><math>V_c</math> reducerad</b>	<b>9,7</b>	<b>kN</b>	<b>&lt;21,9 ej ok!</b>

$$V_s = A_{sv} f_{sv} \frac{0,9 \cdot d}{s} (\sin \beta + \cos \beta)$$

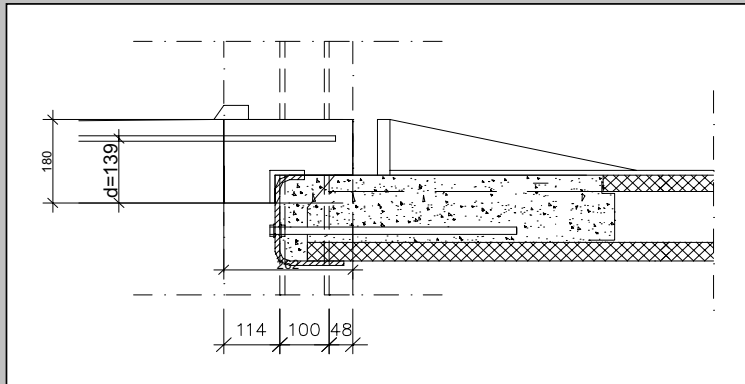
BBK 94:3.7.4.2 tvärkraftsarmering		enhet	kom.
$A_{sv}$ tvärkraftsarmering per enhet	28	mm <sup>2</sup>	$\phi=6$
$f_{sv}=f_{st}$	362	Mpa	
S centrumavstånd mellan byglarna	0,04	m	
$\beta$ är vinklen mellan tvärkraftsarm. och balkaxeln	1,57	rad	90°
<b><math>V_s</math> är tvärkraftsarmeringens bidrag</b>	<b>18,2</b>	<b>kN</b>	
$V_s > 0,2b_w \cdot d \cdot f_{ct}$ krav för beräkning	6,8	kN	<18,2 ( $V_s$ )ok!

Tvärkraftsarmeringen klarar tillsammans med betongen av att tvärkraften i Stockholm på 21,9 kN.

Då  $21,9 < 27,9 = (9,7 + 18,2)$  ok!

$$V_{Sd} \leq V_c + V_s$$

## Beräkning av armeringsmängd och kraftparets storlek i Stockholm



Figuren visar sektionen över en klack med effektiv tvärsnittshöjd.

Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
M största momentet klack 1,3	21,7	kNm	se bilaga 11

$$M = \begin{cases} F_s (d - 0,4x) \\ F_c (d - 0,4x) = f_{cc} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b (d - 0,4x) \end{cases}$$

Dimensionerande värden, SK3		enhet
$f_{cc}$ tryckhållfasthet för betong	15,8	MPa
$f_{ct}$ draghållfasthet för betong	1,08	MPa
$f_{st}$ draghållfasthet för stål	362	MPa
$E_s$ armeringstålets elasticitetsmodul	159	GPa
d effektiv tvärsnittshöjd (för snitt h=180)	0,139	m
b tvärsnittets bredd	0,4	m
x läget för neutrallagret Stockholm	0,034	m

$$A_s = \frac{f_{cc} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b}{f_{st}} \quad \sigma_s = f_{st}$$

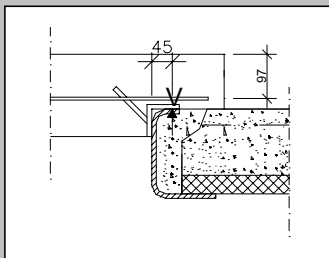
Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
$A_s$ överkantsarmeringsarea Stockholm	475	mm <sup>2</sup>	
<b>n antal järn <math>\phi=12</math> i Stockholm</b>	<b>4,2</b>	<b>st</b>	<b>=&gt; 5 st</b>
<b><math>F_s=F_c</math> drag- är lika med tryckkraften Sthlm</b>	<b>173</b>	<b>kN</b>	

kontroll av antagen flytning (normalarmerad)			
$\epsilon_s$ töjning i snittet Stockholm	10,8		>2,3 ok!
$\epsilon_{sy}$ töjningens flytgränsvärde	2,3		promille





Beräkning av dragarmering i mitten av klacken då upplagsreaktionen skapar ett positivt moment för balkong i Stockholm



Figuren visar kraften V samt hävarmen för momentet.

laster från FEM-design

Beteckningar och förklaringar		enhet	kommentar
V störst tvärkraft i klack 1 och 3	21,9	kN	bilaga 11
Moment $M=V \cdot 0,045$ (se figur)	1,0	kNm	

$$M = \begin{cases} F_s (d - 0,4x) \\ F_c (d - 0,4x) = f_{cc} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b (d - 0,4x) \end{cases}$$

Dimensionerande värden, SK3		enhet
$f_{cc}$ tryckhållfasthet för betong	15,8	MPa
$f_{ct}$ draghållfasthet för betong	1,08	MPa
$f_{st}$ draghållfasthet för stål	362	MPa
$E_s$ armeringstålets elasticitetsmodul	159	GPa

		enhet	kommentar
d effektiv tvärsnittshöjd	0,097	m	
b tvärsnittets bredd	0,4	m	
x läget för neutrallagret (andragradsekvation)	0,0021	m	

$$A_s = \frac{f_{cc} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b}{f_{st}} \quad \sigma_s = f_{st}$$

$A_s$ total armeringsarea	29	m <sup>2</sup>	
n antal $\phi=6$	1,0	st	
$F_s=F_c$ drag- är lika med tryckkraften	10	kN	

kontroll av antagen flytning (normalarmerad)			kom.
$\epsilon_s$ töjning i snittet	158,2		ok!
$\epsilon_{sy}$ töjningens flytgränsvärde	2,3		promille